



**PROYEK AKHIR – RC 090342**

**PERENCANAAN BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN  
KALI GONDANG, KAB. TULUNGAGUNG  
PROVINSI JAWA TIMUR**

**INDI DWI ASMORO**  
NRP. 3110 030 065

**RANGGA WISHNUMURTI**  
NRP. 3110 030 082

Dosen Pembimbing  
Ir. Pudiastuti  
NIP. 19501015 198203 2 001

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL**  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2014



**PROYEK AKHIR – RC 090342**

**PERENCANAAN BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN  
KALIGONDANG, KAB. TULUNGAGUNG  
PROVINSI JAWA TIMUR**

**INDI DWI ASMORO**  
NRP. 3110 030 065

**RANGGA WISHNUMURTI**  
NRP. 3110 030 082

**Dosen Pembimbing**  
**Ir. Pudiastuti**  
NIP. 19501015 198203 2 001

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL**  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2014



**PROYEK AKHIR – RC 090342**

**PLANNING OF BUILDING SEDIMENT CONTROL  
OF GONDANG RIVER  
TULUNGAGUNG CITY - EAST JAVA**

**INDI DWI ASMORO**  
NRP. 3110 030 065

**RANGGA WISHNUMURTI**  
NRP. 3110 030 082

Lecture Advisor  
Ir. Pudiastuti  
NIP. 19501015 198203 2 001

**DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING**  
**Faculty of Civil Engineering and Planning**  
**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**  
**Surabaya 2014**

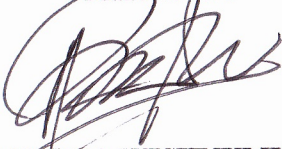
**PERENCANAAN BANGUNAN PENGENDALI  
SEDIMEN SUNGAI GONDANG  
KABUPATEN TULUNGAGUNG  
JAWATIMUR**

**PROYEK AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Ahli Madya  
pada  
Bidang Studi Bangunan Air  
Program Studi Diploma III Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Disusun Oleh :

Mahasiswa 1



**RANGGA WISHNUMURTI**

NRP 3110.030.082

Mahasiswa 2



**INDI DWI ASMORO**

NRP 3110.030.065



Surabaya, 23 Juli 2014

# **Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Sungai Gondang, Kab. Tulungagung, Jawa Timur**

Oleh :

Indi Dwi Asmoro      3110 030 065

Rangga Wishnumurti    3110 030 082

## **ABSTRAK**

Waduk Wonorejo mulai beroperasi sejak tahun 2011, terletak di desa Wonorejo, kecamatan Pagerwojo, sekitar 12 kilometer ke barat dari kota Tulungagung. Waduk Wonorejo seluas  $30,08\text{km}^2$  diharapkan dapat beroperasi dan melayani kebutuhan air hingga waktu yang telah direncanakan. Selain sebagai fungsi pengembangan sumber daya air juga di gunakan untuk pembangkit listrik tenaga air, irigasi, pariwisata, olah raga dan lain lain.

Masalah utama yang dihadapi dalam pembangunan dan pengoperasian waduk adalah banyaknya sedimentasi pada sungai sebagai aliran utama yang masuk ke waduk sehingga membuat air yang akan di distribusikan menjadi kotor dan juga melonjak nya elevasi muka air pada Waduk Wonorejo. Oleh karena itu perlu direncanakan bangunan pengendali sedimen kali Gondang di Hulu Waduk.

Dari hasil analisa bangunan pengendali sedimen yang ditunjang dengan data data primer dan sekunder diperoleh besarnya Debris yang mengalir sebesar  $80,58 \text{ m}^3/\text{det}$ , Tinggi Bangunan Main Dam setinggi 12,5m dengan kemiringan Hulu sebesar 1:0,75 dan kemiringan Hilir sebesar 1:0,2, Lebar pondasi Main Dam 13,375m dengan kemiringan sungai rata rata 0,0123 bisa menampung sedimen sebesar  $209412,345 \text{ m}^3$ .

Dengan demikian sedimen yang akan masuk ke Waduk Wonorejo akan bisa ditanggulangi.

Kata Kunci : Waduk Wonorejo, Sedimentasi, Perencanaan bangunan, Hasil.

# **Planning of Building Sediment Control Gondang River, Tulungagung City, East Java**

by:

Indi Dwi Asmoro      3110 030 065

Rangga Wishnumurti      3110 030 082

## **ABSTRACT**

Reservoir Wonorejo began operation since 2011, is located in the village of Wonorejo, Pagerwojo subdistrict, about 12 kilometers to the west of the city vBulletin. Reservoir area of 30.08 km<sup>2</sup> Wonorejo expected to operate and serve the needs of the water until the planned time. In addition as a function of the development of water resources are also used for hydroelectric power generation, irrigation, tourism, sports and others.

The main problems encountered in the development and operation of its dams are a lot of sediment in the river as the main flow stream that goes to the reservoir so that the water will make distributed and also jumped into his dirty water level in the reservoir Wonorejo. Therefore in building sediment control plan in Gondang river..

The results from the processing of the obtained data flow calculation for 80.58 m / s, the calculation of the volume of sediment entering 209,412.345 m<sup>3</sup>, structure calculations obtained m B1 = 15, B2 = 18.8 m, Bmin = 1,5 m, Upstream slope of (m) = 1: 0,75, Slope Downstream (n) = 1: 0,2, Scouring Depth (T) = 0,89 m, and also the calculation of the stability of sediment control structures. Sediment control structures so that planning can be built and also functioned optimally.

**Keywords:** Reservoir Wonorejo, Sedimentation, building planning, results.

## KATA PENGANTAR

Puji syukur dipanjatkan kehadiran Allah SWT atas segala Rahmat-Nya penulis dapat menyusun Tugas Akhir ini. Disusun dengan maksud sebagai syarat untuk kelulusan Program DIII Teknik Sipil (DIII) Teknik Sipil dan sebagai aplikasi ilmu yang telah diajarkan selama masa perkuliahan.

Buku Tugas Akhir ini tersusun dengan judul ***“Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen kali Gondang Waduk Wonorejo Kab.Tulungagung Jawa Timur”***. Tugas akhir ini berisikan perencanaan bangunan pengendali sedimen atau Check Dam yang bertujuan untuk menghambat laju sedimen agar tidak mengalir ke waduk.

Penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada :

1. Allah SWT, atas semua Rahmat-Nya.
2. Nabi Muhammad SAW, atas semua pelajaran nya.
3. Bapak Ir. M. Sigit Darmawan M.Eng.Sc.Phd selaku kaprodi DIII Teknik Sipil ITS.
4. Ibu Ir. Pudiastuti, selaku dosen pembimbing kami yang selalu membimbing kami dan memberikan motivasi tiada henti.
5. Dosen Wali penulis.
6. Ayah dan Ibu, yang selalu mendoakan sampai Tugas Akhir ini selesai.
7. Teman teman yang selalu mendukung dan mendoakan sampai menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Akhir kata, penulis menyadari bahwa penyusunan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan untuk mencapai kesempurnaan. Oleh karena itu kritik dan saran dari semua pihak akan penulis terima dengan senang hati.

Semoga kelak Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis sendiri khususnya dan pembaca pada umum nya, Amin.

Surabaya, 8 Juli 2014

Penulis

## DAFTAR ISI

Abstrak	
Kata Pengantar.....	i
Daftar isi .....	ii
Daftar Tabel.....	v
Daftar Gambar.....	vii
Daftar Pustaka .....	viii

### BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Batasan Masalah .....	3
1.4 Tujuan .....	3

### BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum .....	5
2.2 Erosi dan Sedimentasi .....	5
2.2.1 Faktor-faktor yang Mempengaruhi erosi .....	6
2.2.2 Faktor-faktor yang Mempengaruhi sedimen ....	7
2.3 Metode Analisis Data Hidrologi .....	8
2.3.2 Metode Perhitungan Curah Hujan Daerah .....	8
2.3.3 Uji Kecocokan .....	10
2.3.4 Metode Perhitungan Curah Hujan Rencana .....	12
2.3.4.1 Distribusi Normal .....	13
2.3.4.2 Distribusi Gumbel .....	14
2.3.4.3 Distribusi Log Normal .....	17
2.3.5 Metode Perhitungan Debit Banjir Rencana .....	19
2.3.5.1 Metode Rational .....	19
2.3.6 Perencanaan dan Pengendali Sedimen .....	20
2.3.6.1 Perencanaan Main Dam .....	20
2.3.6.2 Penentuan Tinggi Air diatas Peluap MD ....	21
2.3.6.3 Penentuan tinggi Jagaan (free Board) .....	22
2.3.6.4 Penentuan Tinggi Efektif Main Dam .....	22
2.3.6.5 Volume Tampungan .....	22
2.3.6.6 Kecepatan Air Datas Peluap .....	23
2.3.6.7 Penentuan Tebal Mercu Peluap MD .....	23



2.3.6.8 Penentuan Kedalaman Pondasi MD .....	24
2.3.6.9 Penentuan Kemiringan Tuguh MD .....	25
2.3.6.10 Penentuan Lubang Drain Hole .....	26
2.3.7 Perencanaan Apron .....	27
2.3.7.1 Penentuan Tebal Apron .....	27
2.3.7.2 Panjang Apron .....	27
2.3.8 Perencanaan Sub Dam .....	29
2.3.9 Penentuan Tinggi Air Pada Hilir Sub Dam .....	31
2.3.10 Kontrol Stabilitas .....	31
2.3.11 Tinjauan Stabilitas Check Dam .....	31
 BAB III METODOLOGI	
3.1 Survey Lapangan .....	33
3.2 Metode Pengumpulan Data .....	33
3.3 Analisis Data .....	35
3.4 Perencanaan Konstruksi Dam Pengendali Sedimen .	36
3.5 Flow Chart Preoses Pengerjaan .....	37
 BAB IV PEMBAHASAN	
4.1 Menentukan Lokasi Check Dam .....	39
4.2 Analisa Hidrologi .....	40
4.2.1 Data Curah Hujan .....	40
4.2.2 Analisa Frekuensi .....	42
4.2.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana .....	45
4.2.3.1 Distribusi Gumbel .....	46
4.2.4 Uji Kesesuaian Distribusi .....	48
4.2.4.1 Uji Chi-Square .....	49
4.2.5 Perhitungan Debit Banjir .....	54
4.2.5.1 Pengukuran debiat secara langsung .....	54
4.2.5.2 Metode Haspers .....	56
4.2.5.3 Metode Rational .....	59
4.2.6 Perhitungan Debit Debris .....	62
4.3 Perencanaan Struktur Check Dam .....	64
4.3.1 Perencanaan Main Dam .....	64
4.3.1.1 Penentuan Lebar Dasar Peluap.....	64
4.3.1.2 Penentuan Tinggi Air diatas Peluap.....	66
4.3.1.3 Penentuan Tinggi Jagaan (Free Board) ...	66

4.3.1.4 Penentuan Tinggi Efektif .....	67
4.3.1.5 Volume Tampungan .....	68
4.3.1.6 Kecepatan Air diatas Peluap .....	70
4.3.1.7 Penentuan Tebal Mercu Peluap.....	71
4.3.1.8 Penentuan Kedalaman Pondasi.....	72
4.3.1.9 Kemiringan Tubuh .....	74
4.3.1.10 Penentuan Lubang Drain Hole .....	78
4.3.2 Perencanaan Apron .....	78
4.3.2.1 Penentuan Tebal Apron .....	78
4.3.2.2 Panjang Apron .....	79
4.3.3 Perencanaan Sub Dam .....	83
4.3.3.1 Perencanaan Lebar Mercu Peluap.....	83
4.3.3.2 Perencanaan Tebal Mercu Peluap.....	84
4.3.3.3 Perencanaan Kemiringan Tubuh.....	84
4.3.3.4 Perecanaan Letak.....	84
4.3.3.5 Analisa Gerusan Scouring.....	86
4.3.3.6 Penentuan Tinggi Sub Dam .....	86
4.3.3.7 Penentuan Tinggi Air Pelimpah.....	87
4.3.3.8 Penentuan Tinggi Air Pada Hilir.....	87
4.3.4 Kontrol Stabilitas Check Dam .....	89
4.3.4.1 Daya Dukung Tanah .....	92
4.3.4.2 Stabilitas Main Dam saat air normal .....	94
4.3.4.3 Stabilitas Main Dam saat air banjir .....	98
4.3.4.4 Stabilitas Sub Dam saat air normal .....	101
4.3.4.5 Stabilitas Sub Dam saat air banjir .....	104
 BAB V KESIMPULAN .....	 109

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Reduced Varated Sebagai Fungsi Waktu Balik.....	14
Tabel 2.2 Hubungan Reduced Mean $\bar{Y}_n$ dengan Besarnya Sampel n .....	15
Tabel 2.3 Hubungan Reduced Standard dengan Besarnya Sampel n .....	16
Tabel 2.4 Ketentuan Tinggi jagaan.....	22
Tabel 2.5 Lebar Meru Peluap .....	24
Tabel 4.1 Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan .....	41
Tabel 4.1 Lanjutan Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan ...	42
Tabel 4.2 Perhitunagn Parameter Statistik Data Curah Hujan .....	43
Tabel 4.3 Syarat Sebaran Teoritis .....	45
Tabel 4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Gumbel .....	48
Tabel 4.5 Harga $X^2$ Kritis .....	50
Tabel 4.6 Ranking Area Curah Hujan Maksimum .....	51
Tabel 4.7 Nilai Variabel Reduksi Gauss Untuk Perhitungan Chi Square .....	52
Tabel 4.8 Perhitungan $X^2$ Uji Chi Square Distribusi Gumbel .....	53
Tabel 4.9 Perhitungan Luas dan Keliling Penampang Basah Pada Sungai .....	55
Tabel 4.10 Perhitungan Debit Rencana Metode Haspers .....	58
Tabel 4.11 Koefisien Pengaliran .....	59
Tabel 4.12 Perhitungan Debit Rencana Metode Rasional .....	62
Tabel 4.13 Penentuan Tinggi Free Board .....	66
Tabel 4.14 Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai .....	68
Tabel 4.14 Lanjutan Perhitunagn kemiringan Dasar Sungai .....	69
Tabel 4.15 Perhitungan Volume Sedimen .....	69
Tabel 4.15 Lanjutan Perhitungan Volume Sedimen .....	70
Tabel 4.16 Tebal Mercu Peluap Ditinjau Dari Material dan Air ...	72
Tabel 4.17 Perhitungan Debit Rating Curve .....	88
Tabel 4.18 Berat Jenis Material .....	90
Tabel 4.19 Harga Umum dan Sudut Geser Internal .....	91
Tabel 4.20 Perhitungan Gaya dan Momen Main Dam Muka air Normal .....	95

Tabel 4.21 Perhitungan Gaya dan Momen Main Dam	
Muka Air Banjir .....	99
Tabel 4.22 Perhitungan Stabilitas Sub Dam Muka Air Normal ...	101
Tabel 4.23 Perhitunagn Gaya dan Momen Sub Dam	
Muka Air Banjir .....	104

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Potongan Melintang Peluap.....	21
Gambar 2.2 Potongan Memanjang Peluap.....	21
Gambar 2.3 Letak Drain hole.....	27
Gambar 4.1.1 Lokasi Check Dam.....	39
Gambar 4.1.2 Cross Section sungai pada lokasi Check Dam.....	39
Gambar 4.2.1 Pembagian luas daerah pengaruh dengan metode Polygon Thiesen.....	40
Gambar 4.2.2 Sketsa hasil pengukuran tinggi air di lapangan.....	54
Gambar 4.2.3 Pembagian luas tiap koefisien wilayah.....	60
Gambar 4.2.4 Dimensi pelimpah main dam.....	66

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 LATAR BELAKANG**

Waduk Wonorejo mulai beroperasi sejak tahun 2001, terletak di desa Wonorejo, kecamatan Pagerwojo, sekitar 12 kilometer ke barat dari kota Tulungagung, dan dibangun dengan umur rencana sekitar 50 tahun, sehingga diharapkan dapat beroperasi dan melayani kebutuhan air hingga tahun 2050. Sebagai salah satu unsur pengembangan sumber daya air, waduk tersebut difungsikan sebagai penampung debit pada musim penghujan dan difungsikan sebagai pembangkit tenaga listrik tenaga air, irigasi, pariwisata, olah raga dan lain-lain.

Masalah utama yang dihadapi dalam pembangunan dan pengoperasian waduk adalah bagaimana menjaga agar umur layanan waduk sesuai dengan yang direncanakan. Laju sedimentasi yang tinggi akan mengakibatkan umur layanan waduk menjadi berkurang dari yang direncanakan. Erosi merupakan salah satu penyebab timbulnya sedimentasi, baik secara alamiah, geologi, maupun akibat campur tangan manusia. Adanya penggundulan hutan pada daerah pengaliran sungai menyebabkan terjadinya erosi pada tanah disekitarnya, sehingga mempercepat pendangkalan pada waduk tersebut.

Menurut kementerian pekerjaan umum, pengoperasian waduk yang dikelola Jasa Tirta salah satunya adalah waduk Wonorejo, Tulungagung. Memiliki elevasi dasar waduk sudah mencapai sekitar +182,7 meter di atas permukaan laut, sedangkan pola yang diinginkan sekitar +170,23 meter di atas permukaan laut (mdpl). Hal ini membuktikan bahwa begitu cepatnya proses pendangkalan dasar waduk yang sebagian besar disebabkan oleh tingginya laju sedimen yang masuk ke dalam waduk.

Untuk mengatasi tingginya laju sedimentasi pada Waduk Wonorejo, telah dilakukan berbagai upaya pengendalian sedimen oleh Perum Jasa Tirta I. Usaha-usaha yang telah dilakukan adalah konservasi tanah dan pengerukan dasar waduk. Tetapi usaha – usaha tersebut tidak berhasil karena tanah disekitar daerah aliran sungai sudah menjadi lahan pertanian dan pemukiman sehingga usaha konservasi lahan sulit dilaksanakan dengan baik, sedangkan pengerukan dasar waduk hanyalah solusi yang bersifat semi permanen yang hanya mengatasi masalah dalam jangka pendek. Pengerukan waduk juga membutuhkan biaya yang sangat tinggi. Karena usaha pengendalian sedimen yang dilakukan gagal, mengakibatkan sedimen yang masuk ke dalam waduk cukup banyak sehingga terus menerus mengurangi kapasitas tampungan efektif waduk. Oleh karena itu harus dilakukan usaha pengendalian sedimen yang baik pada beberapa inflow untuk mengurangi dan menahan masuknya sedimen ke dalam waduk sehingga Waduk Wonorejo dapat dioperasikan dan dimanfaatkan sampai dengan umur rencananya.

Pada Waduk Wonorejo terdapat empat sistem sungai yang masuk waduk, yaitu sungai Bodeng, sungai Gondang, Kaliwangi dan sungai Song. Dimana penyumbang sedimen terbesar adalah daerah aliran sungai Gondang dan sungai Boedeng karena sebagian besar daerahnya merupakan permukiman, lahan pertanian, tegalan yang rentan terjadinya erosi permukaan dan sumber sedimen. Sungai Gondang merupakan salah satu inflow yang sangat berpengaruh pada waduk Wonorejo. Oleh karena itu perlu dibangun pengendali sedimen (Check dam) pada aliran sungai tersebut untuk menahan sedimen akibat erosi yang terjadi pada daerah aliran sungai (DAS) Sungai Gondang.

## **1.2 RUMUSAN MASALAH**

Beberapa permasalahan yang ditinjau dalam proyek akhir ini adalah:

- Dimanakah posisi yang tepat untuk letak Check dam di sungai Gondang ?
- Berapa besar debit rencana pada sungai Gondang ?
- Bagaimana perencanaan bangunan check dam di sungai Gondang ?
- Berapa jumlah volume sedimen yang ditampung di bangunan check dam ?

## **1.3 BATASAN MASALAH**

Batasan masalah yang ditinjau dalam penyusunan proyek akhir ini adalah:

1. Lokasi daerah kajian adalah sungai Gondang yang merupakan salah satu inflow waduk Wonorejo di desa Wonorejo, kecamatan Pagerwojo, kabupaten Tulungagung, provinsi Jawa Timur.
2. Evaluasi data hujan menggunakan data hujan dua belas tahun terakhir ( tahun 2001 – 2012 ).
3. Evaluasi dilakukan pada daerah sekitar waduk Wonorejo dan sungai Gondang
4. Alternatif pengendalian erosi dan sedimentasi di Waduk Wonorejo dengan menggunakan perencanaan bangunan pengendali sedimen (check dam).

## **1.4 TUJUAN**

- Menentukan posisi check dam di sungai Gondang.
- Menghitung debit rencana sungai Gondang.
- Merencanakan bangunan check dam di sungai Gondang.
- Menghitung volume sedimen yang ditampung oleh check dam.



*(halaman ini sengaja dikosongkan)*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan umum**

Standar untuk perhitungan khusus dalam perencanaan *check dam* sampai saat ini belum dibukukan. Dalam Tinjauan Pustaka Laporan Tugas Akhir ini berdasarkan pada bahan materi yang diambil dari buku referensi yang menyangkut perencanaan bangunan *check dam*. *Check dam* adalah bangunan pengendali yang dibuat karena adanya aliran air dengan konsentrasi sedimen yang cukup besar, dimana sedimen tersebut berasal dari erosi tanah pada bagian hulu sungai.

Hal pokok yang lain dalam perencanaan *check dam* adalah sejauh mana sedimen yang larut mampu ditahan oleh bangunan ini. Prinsip stabilitas bangunan *check dam* terhadap gaya guling, gaya geser yang ada pada bangunan untuk mencegah kerusakan yang diakibatkan aliran air dan sedimen sangat penting. Pemilihan lokasi *check dam* harus tepat karena daya dukung tanah sangat berperan penting dalam stabilitas bangunan *check dam*.

Pertimbangan lain dengan adanya perencanaan *check dam* ini adalah jika dipandang dari segi ekonomis biaya pembangunan dan perawatan tidak terlalu mahal dan dari segi keamanan artinya aman untuk konstruksi itu sendiri yaitu bangunan mampu menahan aliran sedimen.

#### **2.2 Erosi dan Sedimentasi**

Erosi dan sedimentasi merupakan dua buah masalah yang saling berkaitan. Erosi tanah yang meliputi proses pelepasan butir-butir tanah dan proses pemindahan tanah akan menyebabkan timbulnya bahan endapan atau sedimentasi di tempat lain. Pada saat permulaan turun hujan, pukulan jatuhnya

air hujan merupakan penghasil utama butir-butir yang terlepas dalam proses erosi tanah. Bersama dengan aliran air, butir-butir tanah yang lepas akibat proses erosi akan diangkut masuk ke dalam aliran sungai dan kemudian akan diendapkan pada tempat-tempat tertentu (pada muara sungai dan waduk) berupa pengendapan atau sedimentasi. Endapan sedimen tersebut apabila semakin lama semakin terakumulasi jumlahnya, maka akan menimbulkan pendangkalan pada waduk dan muara sungai yang selanjutnya akan berakibat terhadap berkurangnya umur rencana waduk. Banyaknya angkutan bahan endapan tergantung dari besarnya erosi tanah yang terjadi. Semakin banyak jumlah bahan sedimen yang terangkut menunjukkan makin besar tingkat erosi tanah yang terjadi dalam daerah aliran sungai yang bersangkutan.

### **2.2.1 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Erosi**

Menurut Hudson (1986), ada dua faktor yang menyebabkan terjadinya proses erosi, yaitu faktor penyebab terjadinya erosi yang dinyatakan dalam erosivitas dan faktor tanah yang dinyatakan dalam erodibilitas.

#### **a. Erosivitas**

Erosivitas adalah sifat curah hujan. Hujan dengan intensitas yang rendah jarang menyebabkan erosi, tetapi hujan yang lebat dengan periode yang pendek atau panjang dapat menyebabkan adanya limpasan permukaan yang besar dan kehilangan tanah. Sifat-sifat curah hujan yang mempengaruhi erosi adalah besarnya butir-butir hujan, dan kecepatan tumbukannya.

Faktor erosivitas terdiri dari :

- Faktor yang menentukan energi , yaitu erosivitas hujan (R).

- Faktor yang mempengaruhi besarnya energi, yaitu kemiringan permukaan tanah dan lereng (LS).

b. Erodibilitas

Erodibilitas adalah ketidaksanggupan tanah untuk menahan tumbukan butir-butir hujan. Tanah yang mempunyai erodibilitas yang tinggi akan tererosi lebih cepat dibandingkan dengan tanah yang mempunyai erosibilitas yang rendah, dengan intensitas hujan yang sama. Sifat-sifat fisik, kimia, dan biologi tanah sangat berpengaruh terhadap besarnya erodibilitas.

Faktor erodibilitas tanah terdiri dari :

- Sifat ketahanan tanah (K).

- Faktor pengelolaan tanaman (C).

- Faktor konservasi tanah atau pengelolaan tanah (P).

## **2.2.2 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Sedimentasi**

Proses terjadinya sedimentasi merupakan bagian dari proses erosi tanah. Timbulnya bahan sedimen adalah sebagai akibat dari erosi tanah yang terjadi. Proses erosi dan sedimentasi di Indonesia yang lebih berperan adalah faktor air, sedangkan faktor angin relatif kecil.

Faktor-faktor yang mempengaruhi sedimentasi yaitu :

a. Iklim

b. Tanah

c. Topografi

d. Biologi

e. Macam penggunaan lahan

f. Kegiatan manusia

g. Karakteristik hidrolika sungai

- h. Karakteristik penampung sedimen, *check dam*, dan waduk
- i. Kegiatan gunung berapi

## 2.3 Metode Analisis Data Hidrologi

Sebelum merencanakan konstruksi dam pengendali sedimen, langkah pertama yang dilakukan adalah merencanakan debit banjir rencana yang akan digunakan. Data-data hidrologi yang diperoleh dianalisis untuk memperoleh besarnya debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar dan stabilitas bangunan sungai.

### 2.3.2 Metode Perhitungan Curah Hujan Daerah

Ada beberapa macam cara yang dapat digunakan untuk menghitung curah hujan daerah aliran dari catatan hujan lokal pada stasiun pengukur curah hujan.

#### a. Metode Perhitungan Hujan

Perhitungan hujan rata-rata metode aritmatik (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode ini biasanya dipergunakan untuk daerah yang datar, dengan jumlah pos curah hujan yang cukup banyak dan dengan anggapan bahwa curah hujan di daerah tersebut bersifat seragam (*uniform distribution*).

$$\text{Rumus : } \bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \quad (2.1)$$

Di mana :

$\bar{R}$  = curah hujan rata-rata (mm)

$n$  = jumlah stasiun pengukuran hujan

$R_1 \dots R_n$  = besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

b. Metode *Isohyet*

*Isohyet* adalah garis lengkung yang menunjukkan tempat kedudukan harga curah hujan yang sama. *Isohyet* diperoleh dengan cara interpolasi harga- harga curah hujan lokal  $R_n$ .

Urutan perhitungannya adalah sebagai berikut :

- Luas areal diantara dua buah *isohyet* diukur dengan planimeter  $A_n \times n-1$

- Curah hujan rata-rata antara dua buah *isohyet*  $R_n, n-1, t$

- Volume hujan pada *isohyet*  $n : R_n, n-1, t \times A_n, n-1$

- Volume seluruhnya :

$$\sum_0^n R_n. (n - 1). t \times A_n. (n - 1) \quad (2.2)$$

- Curah hujan rata-rata :

$$R_{average} = \frac{\sum_0^n R_n. (n-1). t \times A_n. (n-1)}{A} \quad (2.3)$$

(Cara Menghitung Design Flood, Departemen Pekerjaan Umum)

$R$  = curah hujan daerah (mm)

$A_1-A_n$  = luas daerah pengaruh stasiun ( $\text{km}^2$ )

$R_1-R_n$  = curah hujan (mm)

### c. Metode Poligon *Thiessen*

Metode ini dilakukan dengan menganggap bahwa setiap stasiun hujan dalam suatu daerah mempunyai luasan tertentu dan luas tersebut merupakan faktor koreksi bagi hujan di daerah yang bersangkutan. Data yang diperlukan adalah stasiun-stasiun curah hujan yang berpengaruh terhadap DPS beserta besarnya curah hujan. Caranya adalah dengan memplot letak stasiun-stasiun curah hujan ke dalam gambar daerah pengaliran sungai yang bersangkutan. Kemudian dibuat garis penghubung di antara masing-masing stasiun dan ditarik garis sumbunya. Garis ini menjadi batas dari luas daerah tiap stasiun. Cara ini merupakan cara terbaik dan paling banyak digunakan saat ini walau masih memiliki kekurangan karena tidak memasukkan pengaruh topografi. Metode ini sesuai digunakan apabila pos hujannya tidak banyak (minimal 3 buah) dan tidak tersebar merata.

$$\text{Rumus : } \bar{R} = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + A_3.R_3 + \dots\dots\dots A_n.R_n}{A_{total}} \quad (2.4)$$

( *Departemen Pekerjaan Umum* )

Di mana :

$\bar{R}$  = curah hujan daerah (mm)  
 $A_1, A_2, \dots A_n$  = luas daerah pengaruh stasiun (km<sup>2</sup>)  
 $R_1, R_2, \dots R_n$  = curah hujan maksimum tahunan pada stasiun 1, 2, ...n (mm)

### 2.3.3 Uji Kococokan

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi

peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter.

### 2.3.3.1 Uji Sebaran Chi Kuadrat

Rumus :

$$X^2Cr = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{O_i - E_i}{E_i} \right]^2$$

Keterangan:

$\chi^2$  = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = Jumlah sub-kelompok ( $1 + 1,37 \ln [n]$ )

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

$E_i$  = Jumlah teoritis pada sub kelompok ke-i

Prosedur perhitungan uji *Chi Kuadrat* adalah :

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil
2. Hitunglah jumlah kelas yang ada ( $K$ ) =  $1 + 3,322 \log n$ . Dalam pembagian kelas disarankan agar setiap kelas terdapat minimal tiga buah pengamatan.
3. Hitung nilai
4. Hitunglah banyaknya  $O_f$  untuk masing – masing kelas.
5. hitung nilai  $X^2Cr$  untuk setiap kelas kemudian hitung nilai total  $X^2Cr$  dari tabel untuk derajat nyata tertentu yang sering diambil sebesar 5% dengan parameter derajat kebebasan.

Rumus derajat kebebasan adalah :

$$DK = K - (R + 1) \quad (2.5)$$

Di mana :

DK = derajat kebebasan

K = banyaknya kelas



R = banyaknya keterikatan (biasanya diambil R = 2 untuk distribusi normal dan binomial dan R= 1 untuk distribusi *Poisson* dan *Gumbel*)

(*Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data, Soewarno*)

### 2.3.3.2 Uji Sebaran Smirnov – Kolmogorov

Rumus :  $\delta_{\max} = P_1 - P_2$  (2.6)

$$P_1 = \frac{m}{n} + 1 \quad (2.7)$$

$$P_2 = \lambda^{-\theta} \quad (2.8)$$

Dimana : m = urutan data

$\delta_{\max}$  = simpangan terbesar (%)

n = jumlah data

### 2.3.4 Metode Perhitungan Curah Hujan Rencana

Analisa curah hujan rencana digunakan untuk mengetahui besarnya curah hujan harian maksimum dengan periode ulang tertentu yang akan digunakan untuk perhitungan debit banjir rencana. Metode distribusi yang digunakan untuk perhitungan curah hujan ada beberapa metode, yaitu :

- a. Distribusi Normal
- b. Distribusi Log Normal
- c. Distribusi Gumbel
- d. Distribusi Log Pearson III

### 2.3.4.1 Distribusi Normal

Distribusi *normal* banyak digunakan dalam analisis hidrologi, misalnya dalam analisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi rata-rata tahunan dan sebagainya. Distribusi *normal* atau disebut pula distribusi *Gauss*. Fungsi densitas peluang normal (*normal Probability density function*) dari variabel acak kontinyu dapat ditulis sebagai berikut :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2.9)$$

(*Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa data, Soewarno*)

Dimana :

$P(x)$  = fungsi densitas peluang normal (ordinat kurva normal)

$\pi$  = 3,14156

$e$  = 2,71828

$X$  = variabel acak kontinyu

$\mu$  = rata-rata dari nilai  $X$

$\sigma$  = deviasi standar dari nilai  $X$

### 2.3.4.2 Distribusi Gumbel

Rumus :

$$R_T = \bar{R} + (K.Sx) \quad (2.10)$$

(*Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. H*)

Dimana:

- $R_T$  = curah hujan rencana dengan periode ulang  $T$   
(mm)  
 $\bar{R}$  = curah hujan rata-rata (mm)  
 $K$  = faktor frekuensi  
 $S_x$  = standar *deviasi*

Pada metode ini biasanya menggunakan distribusi dan nilai ekstrim dengan

distribusi dobel eksponensial. Besarnya faktor frekuensi dalam metode ini adalah :

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \quad (2.11)$$

(Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. H)

Di mana :

- $Y_T$  = *Reduced variate*  
 $Y_n$  = *Reduced mean*, tergantung dari  
besarnya sampel  $n$   
 $s_n$  = *Reduced standard deviation*,  
tergantung dari besarnya sampel  $n$   
 $Y_t$  =  $-\ln[-\ln\{(T-1)/T\}]$  (2.12)

(Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. H)

**Tabel 2.1.** *Reduced Variate* Sebagai Fungsi Waktu Balik

$T_r$ (tahun)	<i>Reduced Variate</i>	$T_r$ (tahun)	<i>Reduced Variate</i>
5	1,4999	200	5,2958
10	2,2504	500	6,2136
100	4,6001	1000	6,9072

(Sumber : Ir. CD. Soemarto, BIE, Dipl. H, Hidrologi Teknik)

**Tabel 2.2.** Hubungan *Reduced Mean*  $Y_n$  dengan  
Besarnya Sampel  $n$

n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$
10	0,4952	34	0,5396	58	0,5515	82	0,5572
11	0,4996	35	0,5402	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5035	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5439	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	90	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5236	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5463	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5309	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5320	50	0,5485	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5332	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,5600
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5362	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,5511	81	0,5570		

(Sumber : J. Nemec, Engineering Hydrology)

**Tabel 2.3.** Hubungan *Reduced Standard Deviation*  $s_n$  dengan Besarnya Sampel  $n$

n	Sn	n	sn	n	sn	n	sn
10	0,9496	33	1,1226	56	1,1696	79	1,1930
11	0,9676	34	1,1255	57	1,1708	80	1,1938
12	0,9833	35	1,1285	58	1,1721	81	1,1945
13	0,9971	36	1,1313	59	1,1734	82	1,1953
14	1,0095	37	1,1339	60	1,1747	83	1,1959
15	1,0206	38	1,1363	61	1,1759	84	1,1967
16	1,0316	39	1,1388	62	1,1770	85	1,1973
17	1,0411	40	1,1413	63	1,1782	86	1,1980
18	1,0493	41	1,1436	64	1,1793	87	1,1987
19	1,0565	42	1,1458	65	1,1803	88	1,1994
20	1,0628	43	1,1480	66	1,1814	89	1,2001
21	1,0696	44	1,1499	67	1,1824	90	1,2007
22	1,0754	45	1,1519	68	1,1834	91	1,2013
23	1,0811	46	1,1538	69	1,1844	92	1,2020
24	1,0864	47	1,1557	70	1,1854	93	1,2026
25	1,0915	48	1,1574	71	1,1863	94	1,2032
26	1,0961	49	1,1590	72	1,1873	95	1,2038
27	1,1004	50	1,1607	73	1,1881	96	1,2044
28	1,1047	51	1,1623	74	1,1890	97	1,2049
29	1,1086	52	1,1638	75	1,1898	98	1,2055
30	1,1124	53	1,1658	76	1,1906	99	1,2060
31	1,1159	54	1,1667	77	1,1915	100	1,2065
32	1,1193	55	1,1681	78	1,1923		

(Sumber : J. Nemec, *Engineering Hydrology*)

### 2.3.4.3 Distribusi Log Normal

Distribusi *log Normal* merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai varian  $X$  menjadi nilai logaritmik variat  $X$ . Distribusi *log-Pearson Type III* akan menjadi distribusi *log Normal* apabila nilai koefisien kemencengan  $CS = 0,00$ . Secara matematis distribusi *log Normal* di tulis sebagai berikut :

$$P(x) = \frac{1}{(\log x)(s)(\sqrt{2\pi})} \cdot \left\{ \frac{1}{2} \left( \frac{\log x - \bar{x}}{s} \right)^2 \right\} \quad (2.13)$$

(Hidrologi Aplikasi Metode  
Statistik untuk Analisa Data,  
Soewarno)

Di mana :

$P(x)$  = Peluang Log normal

$x$  = Nilai varian pengamatan

$\bar{x}$  = Nilai rata – rata dari logaritmik varian  $X$   
(umumnya dihitung nilai rata – rata geometriknya)

$S$  = deviasi standar dari logaritmik nilai varian  $X$

### 2.3.4.4 Distribusi Log Pearson III

Distribusi Log Pearson III sering digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisa data maksimum (banjir) dan debit minimum dengan nilai ekstrim. Bentuk distribusi Log Pearson III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmatik.

Dengan rumus:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } x}{n} \quad (2.14)$$

$$\overline{S \text{ Log } x} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n \text{Log}(x - \bar{x})^2}}{n-1} \quad (2.15)$$

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2).s^3} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Log}(x - \bar{x})^3 \quad (2.16)$$

$$Cs = \frac{s}{x} \quad (2.17)$$

Sehingga persamaan garis lurusnya :

$$\text{Log } x = \overline{\text{Log } x} + k(\overline{S \text{ log } x}) \quad (2.18)$$

Keterangan:

Log x = Logaritma curah hujan rencana untuk periode ulang rencana t tahun.

k = konstanta yang besarnya tergantung besar Cs (dengan melihat tabel).

$\overline{\text{Log } x}$  = Harga rata-rata dari logaritma data.

$\frac{n}{n-1}$  = Jumlah data.

$\overline{S \text{ log } x}$  = Standar deviasi log x.

Cs = Koefisien Skewnes atau koefisien kemencengan.

Ck = Koefisien Kurtosis

(*Hadisusanto, 2011: 55*)

### 2.3.5 Metode Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk merencanakan dam pengedali sedimen, maka diperlukan besarnya debit rencana yang dapat ditentukan dengan beberapa cara, antara lain :

#### 2.3.5.1 Metode Rasional ( Luas DAS $\leq 300 \text{ km}^2$ )

Metode ini digunakan dengan anggapan bahwa DPS memiliki :

- Intensitas curah hujan merata di seluruh DPS dengan durasi tertentu.
- Lamanya curah hujan = waktu konsentrasi dari DPS.
- Puncak banjir dan intensitas curah hujan mempunyai tahun berulang yang sama.

Dengan rumus:

$$Q_T = (1/3,6) \times C \times I \times A \text{ (m}^3/\text{detik)} \quad (2.19)$$

(Hidrologi Untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Di mana :

$Q_T$  = debit banjir periode ulang tertentu  
( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

$C$  = koefisien pengaliran

$I$  =  $(R_{24}/24) \times (24/t)^{2/3}$  (mm)

$A$  = luas daerah pengaliran sungai ( $\text{km}^2$ )

Intensitas hujan dapat dihitung menggunakan rumus *Mononobe* :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left( \frac{24}{tc} \right)^{2/3} \quad (2.20)$$



Di mana :

R<sub>24</sub> = Hujan maksimum (mm)

t<sub>c</sub> = Waktu konsentrasi (jam)

### 2.3.6 Perencanaan Check Dam Pengendali Sedimen

Perencanaan dam pengendali sedimen meliputi perencanaan sebagai berikut :

- a. Perencanaan Main Dam
- b. Perencanaan Apron
- c. Perencanaan Sub Dam

#### 2.3.6.1 Perencanaan Main dam

Untuk menentukan lebar dasar peluap pada suatu perencanaan Sabo Dam dapat digunakan rumus dari Tomoaki Yokota, yaitu :

$$\text{Rumus : } Q_{debris} = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}} \quad (2.21)$$

Dimana :

$Q_{debris}$	= debit rencana (m <sup>3</sup> /detik)
$C$	= koefisien debit (0,6 - 0,66)
$g$	= percepatan gravitasi (9,81 m/det <sup>2</sup> )
$B_1$	= lebar peluap bagian bawah (m)
$B_2$	= lebar muka air di atas peluap (m)
$h_3$	= tinggi muka air di atas peluap (m)

Dari rumus diatas, maka penurunan debit yang akan mengalir diatas peluap berbentuk trapesium dengan kemiringan 1:1 dengan angka hara  $C = 0.6$ , adalah sebagai berikut :

$$Q_{debris} = 1,2 \cdot Q_{rencana}$$

$$\text{Rumus : } Q_{debris} = (1,77B_1 + 1,42h_3)h_3^{\frac{3}{2}} \quad (2.22)$$

Dimana :

$Q_{debris}$  = Debit debris ( $m^3/dt$ )

$B_1$  = Lebar peluap bawah (m)

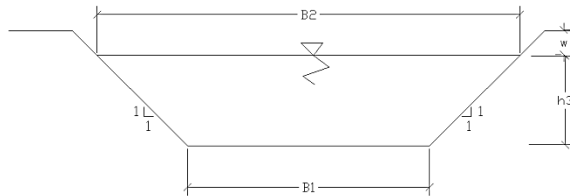
$h_3$  = Tinggi air diatas peluap (m)

Kemudian menentukan  $B_1$  dan  $h_3$  maka dapat dilakukan dengan cara coba coba (trial and error)

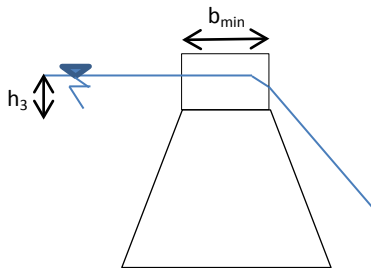
$$\text{Rumus : } B_2 = B_1 + 2h \quad (2.23)$$

### 2.3.6.2 Penentuan tinggi air diatas peluap Main Dam

Dengan menggunakan rumus diatas yaitu rumus untuk mencari lebar dasar peluap, maka dapat pula kita tentukan tinggi air yang berada di atas peluap ( $h_3$ ).



**Gambar 2.1** Potongan Melintang Peluap



**Gambar 2.2** Potongan Memanjang Peluap

### 2.3.6.3 Penentuan tinggi jagaan (free board)

Untuk menentukan tinggi jagaan (free board) dapat ditentukan berdasarkan debit banjir rencana yang melimpas, seperti yang telah diuraikan pada tabel berikut ini :

**Tabel 5.2** Ketentuan Tinggi Jagaan

Debit Rencana (m <sup>3</sup> /detik)	Tinggi Jagaan (m)
$Q < 200$	0,6
$200 < Q < 500$	0,8
$500 < Q < 2000$	1,0
$2000 < Q < 5000$	1,2

( Sumber : DPU, Sabo Design, tahun 1983 )

### 2.3.6.4 Penentuan tinggi efektif Main dam

Untuk tinggi efektif main dam didasarkan pada bentuk penampang sungai yaitu dari elevasi tertinggi tebing sungai dengan dikurangi tinggi jagaan dan tinggi air diatas mercu peluap.

### 2.3.6.5. Volume Tampungan

Volume tampungan dapat dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$V = \sum \frac{A_1 + A_2}{2} \times L_1 + \frac{A_2 + A_3}{2} \times L_2 + \dots \frac{A_n + A_{n+1}}{2} \times L_n \quad (2.24)$$

Dimana :

$V$  = Jumlah volume tampungan (m<sup>3</sup>)

$A_1, A_2, A_n$  = Luas sedimen pada masing - masing potongan (m<sup>2</sup>)

$L_1, L_2, L_n$  = Panjang sungai antar potongan melintang (m)

### 2.3.6.6. Kecepatan air diatas peluap

Kecepatan air diatas peluap dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$q_0 = \frac{Q_{Debris}}{b_{rata\ rata}} \quad h_3 = \frac{q_0}{v_0} \quad v_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad (2.25)$$

Dimana :

$h_3$  = Tinggi air diatas mercu peluap main dam (m)

$q_0$  = Debit per meter lebar pada titik jatuhnya terjunan ( $m^3/det$ )

$V_0$  = Kecepatan air diatas pelimpah (m/det)

$Q_{Debris}$  = Debit debris ( $m^3/det$ )

$B_{rata\ rata}$  = Lebar rata rata peluap, yaitu  $\frac{1}{2}(B_1 + B_2)$

### 2.3.6.7 Penentuan tebal mercu peluap Main dam

Untuk menentukan tebal mercu peluap Main dam dapat dihitung dengan rumus Thiery & Wang sebagai berikut :

$$b_{min} = \frac{h_3 \cdot \gamma_w}{f_0 \cdot \gamma_{pas}} \quad (2.26)$$

Dimana :

$b_{min}$  = Tebal mercu peluap Main dam (m)

$\gamma_w$  = Berat volume air ( $1,2\ t/m^3$ )

$\gamma_{pas}$  = Berat volume pasangan ( $2,2\ t/m^3$ )

$f_0$  = Koefisien geser air dan material (1)

$h_3$  = tinggi air diatas peluap (m)

(Sumber: *Tomoaki Yakota, Guide line for sabo plan n design of sabo da*, hal 11)

Adapun tebal mercu yang disarankan adalah :

Tebal mercu peluap yang ditinjau dari keadaan material dan keadaan air.

**Tabel 2.8.** Lebar Mercu Peluap

Lebar mercu	b = 1,5 – 2, 5 m	b = 3,0 – 4,0 m
Material	Pasir dan kerikil atau Kerikil dan batu	Batu-batu besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit sampai dengan sedimen banyak	Debris flow kecil sampai debris flow yang besar

(Sumber: Ir. Suyono Sosrodarsono, Perbaikan dan Pengaturan Sungai)

### 2.3.6.8 Penentuan Kedalaman Pondasi Main Dam

Untuk menentukan kedalaman pondasi Main dam, maka untuk perhitungannya dapat menggunakan persamaan sabagai berikut:

$$\delta = \left( \frac{1}{4} \approx \frac{1}{3} \right) \cdot (H' + h_3) \quad (2.27)$$

Dimana :

$\delta$  = Kedalaman pondasi Main dam (m)

$H'$  = Tinggi efektif Main dam (m)

$h_3$  = Tinggi air diatas mercu peluap (m)

$H$  = Tinggi Main dam (m)

Untuk harga  $\delta$  dihitung masing masing untuk  $n = 1/3$  sampai dengan  $n = 1/4$

$$\delta_1 = \frac{1}{3} (H' + h_3) ; \delta_2 = \frac{1}{4} (H' + h_3) \quad (2.28)$$

$$\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

Sehingga tinggi main dam dapat dihitung sebagai berikut:

$$H = \delta + H' \quad (2.29)$$

Dimana :

$H$  = Tinggi Main dam (m)

$\delta$  = Kedalaman pondasi Main dam (m)

$H'$  = Tinggi efektif Main dam (m)

### 2.3.6.9 Penentuan Kemiringan Tubuh Main Dam

Untuk perencanaan kemiringan tubuh Main dam, dipakai perumusan dari Tomoaki Yokota.

a. Kemiringan tubuh Main dam bagian Hilir (n)

$$n = vk \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} \quad (2.30)$$

$$Vk = \sqrt{\frac{\beta \cdot f \cdot dm (\gamma_{pas} - \gamma_w) \cos \alpha}{\gamma_w}} \quad (2.31)$$

Dimana :

$n$  = Kemiringan Main dam Bagian hilir

$Vk$  = Kecepatan kritis teoritis (m/dt)

$H$  = Tinggi Main dam (m)

$g$  = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt)

$$\beta = \frac{2g}{k} = \frac{2 \cdot 9,8 \text{ m/dt}}{1,475} = 13,45 \text{ m/dt}$$

$k$  = Koefisien tekanan positif dan negatif, dimana

berdasarkan kondisi di indonesia nilai  $k = 1,475$

$f$  = Koefisien Hauska(0,3)

$dm$  = Diameter batu yang dianggap merusak bangunan (0,5m)

$\gamma_{pas}$  = Berat jenis material (2,2 t/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  = Berat jenis air + sedimen (1,2 t/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  = Sudut yang dibentuk antar garis horizontal dengan garis kemiringan dasar sungai yang baru  
( $\alpha = \arctan I_0$ )

b. Kemiringan tubuh Main Dam bagian hulu (m)

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta]m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (2.31)$$

$$\text{Dimana : } \alpha = \frac{h_3}{H} \quad (2.32)$$

$h_3$  = Tinggi air diatas mercu peluap (m)

$H$  = Tinggi Main dam (m)

$$\gamma = \frac{\gamma_{pas}}{\gamma_w + s} \quad (2.33)$$

$\gamma_{pas}$  = Berat jenis material (2,2 t/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  = Berat jenis air + sedimen (1,2 t/m<sup>3</sup>)

$$\beta = \frac{b_{min}}{H} \quad (2.34)$$

$b_{min}$  = Tebal mercu peluap Main dam (m)

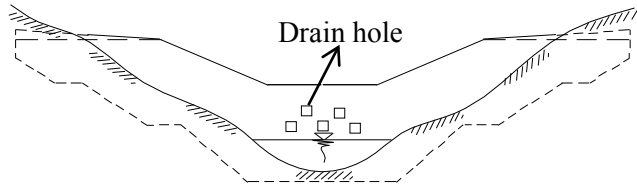
$H$  = Tinggi Main dam (m)

$n$  = Kemiringan Main dam Bagian hilir

$m$  = Kemiringan Main dam Bagian hulu

### 2.3.6.10. Penentuan Lubang Drainase ( Drain Hole)

Dalam perencanaan Check dam, direncanakan drain hole tampak seperti gambar dibawah ini:



**Gambar 2.3** Letak Drain hole

## 2.3.7. Perencanaan Apron

### 2.3.7.1. Penentuan Tebal Apron

Tebal Apron diperhitungkan dengan mempertimbangkan material yang ada dalam aliran air dan gaya yang ditimbulkan oleh jatuhnya debris pada lantai hilir main dam.

Untuk menentukan tebal apron dapat digunakan rumus :

$$t = 0,2 \left( 0,6H' + 1,3h_3 - 1 \right) \quad (2.35)$$

$$H' = H - t \quad (2.36)$$

Dimana :

$t$  = tebal lantai (m)

$H'$  = tinggi dari muka lantai permukaan batuan dasar sampai mercu *main dam* (m)

$h_3$  = tinggi muka air di atas peluap (m)

$H$  = Tinggi Main dam (m)

(Sumber: *Tomoaki Yakota, Guide line for sabo plan n design of sabo da :l 47*)

### 2.3.7.2 Panjang apron

Persamaan yang digunakan untuk menentukan panjang Apron sebagai berikut:

$$L = L_w + X b_{sub} \quad (2.37)$$



a. Panjang terjunan air ( $L_w$ )

Untuk menghitung panjang terjunan air menggunakan rumus :

$$L_w = V_0 \cdot \left( \frac{2 \left( H' + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right) \quad (2.38)$$

Dimana :

$L_w$  = Panjang terjunan (m)

$V_0$  = Kecepatan air diatas pelimpah Main dam (m/dt)

$H'$  = tinggi dari muka lantai permukaan batuan dasar sampai mercu *main dam* (m)

$g$  = Percepatan gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

b. Panjang loncatan air ( $X$ )

Untuk mencari panjang loncatan air menggunakan rumus :

$$X = \beta \cdot h_j \quad (2.39)$$

Dimana :

$\beta$  = koefisien (4,5 – 5)

$h_j$  = tinggi dari permukaan lantai (ataupun permukaan batuan dasar) sampai muka air di atas mercu sub dam.

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

dimana:

$h_j$  = tinggi air pada titik jatuhnya terjunan

$h_1 = q_1 / v_1$

$q_1$  = debit per meter lebar pada titik jatuhnya terjunan (m<sup>3</sup>/det/m)

$v_1$  = kecepatan terjunan pada titik jatuhnya terjunan (m/det)

$$\begin{aligned}
 v_1 &= \sqrt{2g \times \Delta H} \\
 &= \sqrt{2g(H' + h_3 + k_0 - h_1 - k_1)} \\
 F_1 &= \frac{v_1}{\sqrt{g \times h_1}} \\
 H_2' &= h_j - h_2
 \end{aligned}$$

Dimana:

$F_1$  = angka froud dari aliran pada titik jatuh

$H_2'$  = Tinggi efektif sub dam

### 2.3.7 Perencanaan Sub dam

Untuk mencegah bahaya gerusan serta mencegah ikut mengalirnya butiran butiran tanah halus, maka perlu dibangun kolam olakan (apron) dan sub dam. Perencanaan sub dam dan apron meliputi:

#### 1. Perencanaan lebar dasar mercu peluap Sub dam.

Aliran yang melalui overflow/peluap Main dam secara langsung jatuh bebas mengarah ke arah hilir Main dam. Dimana disitu terdapat Apron dan sub dam yang berfungsi untuk menstabilkan aliran. Aliran yang telah distabilkan tersebut akan melalui peluap Sub dam, pada pekerjaan Check dam ini lebar peluap sub dam diambil sama dengan lebar Main dam.

#### 2. Perencanaan tebal mercu peluap Sub dam

Seperti halnya pada Main dam, perencanaan tebal mercu peluap pada sub dam, direncanakan sama dengan tebal mercu peluap Main dam.

### 3. Perencanaan kemiringan tubuh Sub dam

- Kemiringan tubuh bagian hilir sub dam direncanakan sama dengan kemiringan tubuh bagian hilir Main dam.
- Kemiringan tubuh bagian hulu sub dam direncanakan sama dengan kemiringan tubuh bagian hulu Main dam.

### 4. Perencanaan letak dan tinggi sub dam

- **Perencanaan letak Sub dam.**

Berdasarkan panjang Apron yang diperoleh, maka Sub dam terletak di hilir Main dam.

- **Analisa gerusan local (Scouring) terhadap Sub dam.**

Kedalaman pondasi Sub dam akan menentukan keamanan dari pengaruh adanya Scouring yang akan terjadi, juga memberikan kestabilan terhadap kedudukan Main dam. Untuk menentukan kedalaman pondasi dihitung dari Scouring yang terjadi.

Rumus Dr. Fushitani.

$$T = \frac{0,663}{D_m^{0,2}} (q \cdot v_2 - 0,224 \cdot D_m^{1,63})^{0,42} \quad (2.40)$$

Dimana :

T = Kedalaman Scouring (m)

$D_m$  = Diameter rata rata material (30mm)

$V_2$  = Kecepatan aliran diatas pelimpah sub dam (m/dt)

q = Debit/m diatas pelimpah sub dam ( $m^3/det/m$ )

Berdasarkan rumus diatas, maka nesar Scouring ditetapkan sedalam T untuk memberikan keamanan bagi kedudukan sub dam terhadap bahaya Scouring yang akan terjadi.

- **Penentuan tinggi sub dam**

Tinggi sub dam ( $H_2$ ) diperoleh melalui persamaan

$$H^n = H_2 + t + T \quad (2.41)$$

$$H_2 = \left(\frac{1}{4} \approx \frac{1}{3}\right) \cdot H_{main\ dam} \quad (2.42)$$

Dimana :

$H^n$  = Tinggi total sub dam (m)

$t$  = Tebal lantai olakan/apron (m)

$T$  = Kedalaman penetrasi (m)

$H_2$  = Tinggi efektif sub dam (m)

### **2.3.8 Penentuan tinggi air pada hilir Sub dam.**

Perhitungan untuk menentukan tinggi muka air pada bagian hilir sub dam memperhatikan kemiringan dasar sungai dan debit yang melimpas dari mercu peluap sub dam serta semua faktor-faktor yang mempengaruhi ada tidaknya loncatan setelah limpasan dari mercu sub dam. Tentunya perhitungan tersebut didasarkan pada asumsi bahwa keadaan air banjir dan check dam kosong material.

### **2.3.9 Kontrol Stabilitas Check dam**

#### **2.3.9.1 Tinjauan Stabilitas Check dam**

Mengingat selama dan sesudah Check dam dibangun akan selalu menahan gaya - gaya yang bekerja pada konstruksinya, maka perlu untuk memperhitungkan faktor

kestabilan melalui perhitungan stabilitas. Agar perhitungan stabilitas mudah dipahami, maka dapat dibuat anggapan sebagai berikut :

- Gaya gaya yang bekerja ditinjau per satuan meter.
- Titik guling ditempatkan pada tempat dimana akan terjadi penggulingan di tempat tersebut.
- Dalam perhitungan ini ditinjau pada keadaan yang memungkinkan terjadinya keadaan kritis. Untuk itu pada Main dam ditinjau dalam 4 keadaan, yaitu :
  - Kondisi air penuh rata ambang.
  - Kondisi air banjir.
  - Check dam terisi air dan material penuh rata ambang.
  - Check dam penuh material rata ambang dan banjir.

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

#### **3.1. Survey Lapangan**

Perencanaan bangunan pengendali sedimen dimulai dengan melakukan survey dilapangan terlebih dahulu supaya dapat diketahui aspek – aspek penting yang melatarbelakangi timbulnya gagasan perencanaan bangunan pengendali sedimen. Aspek –aspek tersebut meliputi :

1. Bertambahnya laju sedimentasi yang cukup tinggi pada Waduk Wonorejo akibat tingkaterosi yang tinggi pada DAS Sungai Gondang.
2. Menurunnya kapasitas tampungan efektif Waduk Wonorejo yang berpengaruh pada penurunan energi listrik pada PLTA Wonorejo.
3. Kondisi tanah pada daerah aliran sungai Gondang yang menyebabkan bertambahnya laju sedimentasi pada waduk Wonorejo.

#### **3.2. Pengumpulan Data**

Berdasarkan sumbernya, data dapat dibedakan menjadi dua macam :

## 1. Data Primer

Data primer merupakan data yang diperoleh dari pengamatan atau peninjauan langsung di lapangan. Data primer juga diperoleh dari wawancara dengan Perum Jasa Tirta I, warga setempat dan pihak – pihak lain yang dianggap mampu memberikan informasi mengenai Waduk Wonorejo.

## 2. Data Sekunder

Data sekunder merupakan data yang diperoleh dari catatan – catatan yang telah ada. Data ini diperoleh dari instansi – instansi yang terkait yaitu PT Jasa Tirta I, Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Jawa Timur, Laboratorium Geodesi Teknik Geomatika ITS dan Laboratorium Tanah Teknik Sipil ITS.

Data – data sekunder meliputi :

- a. Peta situasi daerah aliran sungai Gondang sampai Waduk Wonorejo.
- b. Peta topografi daerah aliran sungai Gondang sampai wilayah Waduk Wonorejo.
- c. Data hasil penyelidikan tanah sekitar sungai Gondang.
- d. Data curah hujan tahun 2001 sampai 2012 pada daerah aliran sungai Gondang.

### 3.3. Analisis Data

#### 3.3.1. Analisis Data

Data – data yang telah diperoleh selanjutnya dianalisa untuk mencari debit banjir yang akan digunakan untuk perencanaan pengendali sedimen. Analisa data yang dilakukan yaitu:

##### 1. Analisa data hidrologi

Langkah – langkah dalam analisis hidrologi terdiri dari :

1. Menentukan lokasi check dam.
2. Perhitungan curah hujan rata – rata.
3. Penentuan metode perhitungan curah hujan rencana.

Dalam perhitungan curah hujan rencana menggunakan beberapa metode sebagai berikut:

- *Normal*
- *Gumbel*
- *Log Normal*

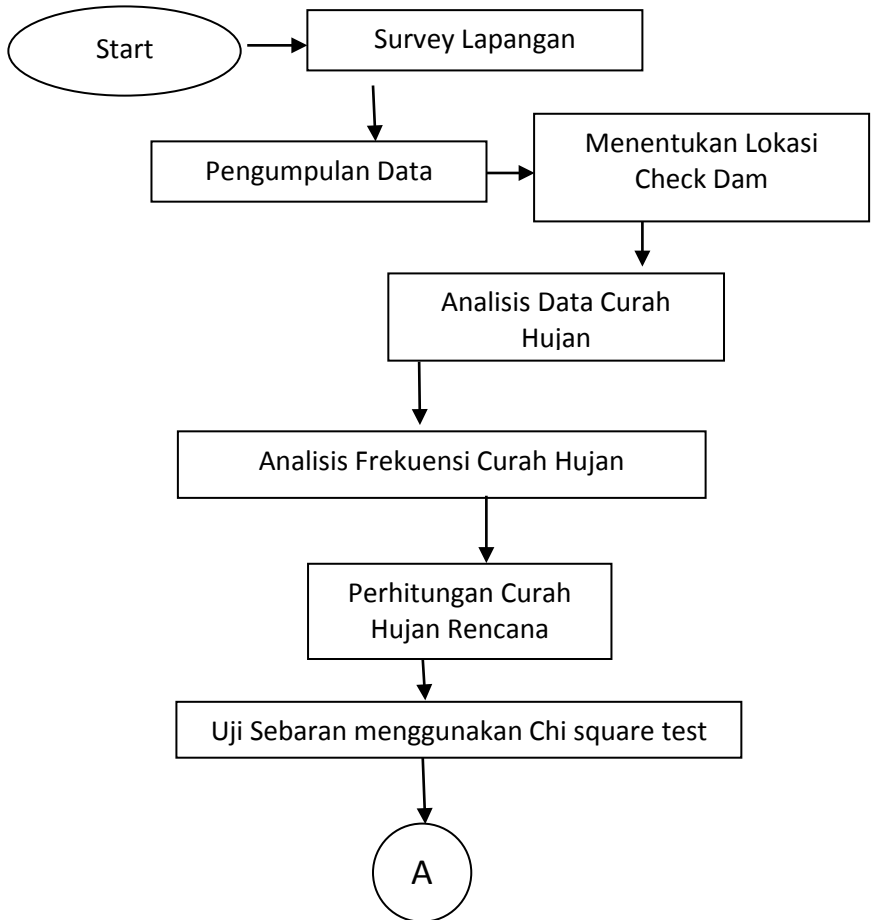


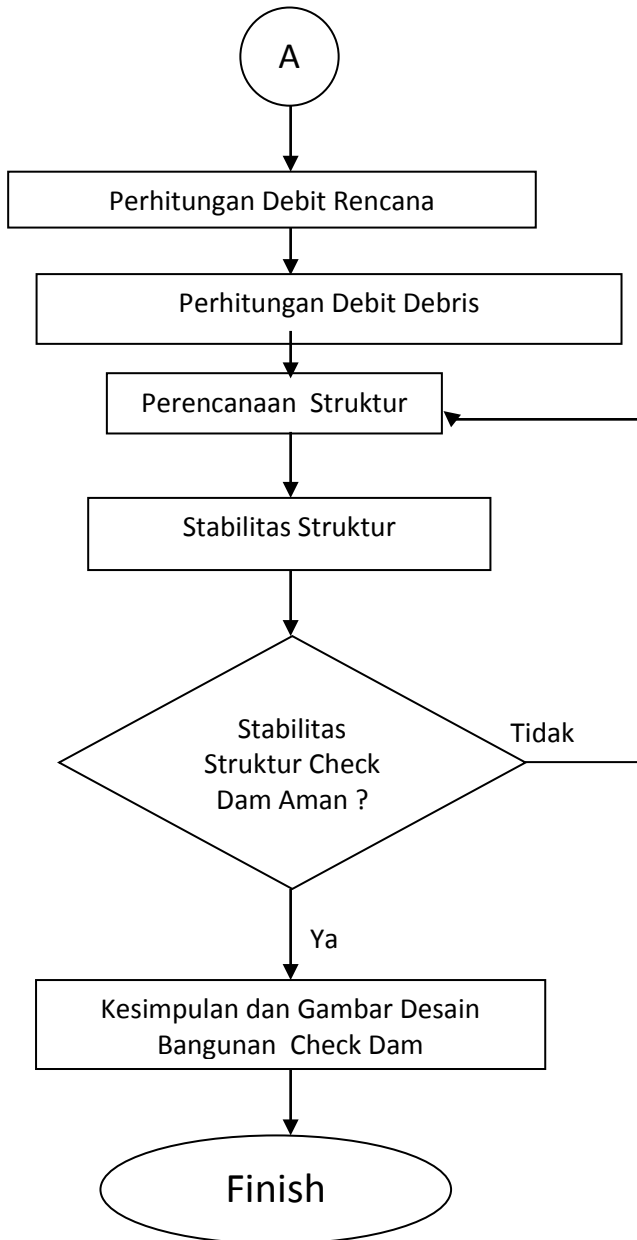
4. Uji sebaran menggunakan *Chi square test*.
5. Perhitungan curah hujan rencana dengan metode yang memenuhi.
6. Perhitungan debit banjir rencana *Qrasional*.

### **3.4. Perencanaan Konstruksi Dam Pengendali Sedimen**

Hasil dari analisis data yaitu besar debit banjir rasional, digunakan untuk menentukan perencanaan konstruksi dam pengendali sedimen yang sesuai dengan kondisi di lapangan.

### 3.5 Flow Chart Proses Pengerjaan





## **BAB IV**

### **PEMBAHASAN**

#### **4.1 Menentukan Lokasi Check Dam**

Beberapa hal yang harus diperhatikan dalam menentukan lokasi check dam adalah sebagai berikut:

- Check dam diletakkan pada bagian hilir sungai yang lurus. Hal ini bertujuan untuk menghindari endapan sedimen pada tikungan sungai bagian dalam arus yang lama kelamaan akan mengubah arah aliran.
- Check dam diletakkan pada hilir sungai sebelum masuk ke waduk dan tidak ada anak sungai lagi setelah lokasi check dam agar check dam berfungsi secara optimum mengendalikan seluruh sedimen dari sungai utama maupun anak sungai.
- Check dam diletakkan pada bagian sungai yang berada di antara tebing yang cukup tinggi. Hal ini bertujuan untuk mendapatkan ketinggian pelimpah main dam yang maksimum sehingga tidak terjadi luber pada tanggul.

Dari pertimbangan beberapa persyaratan di atas dan dengan memperhatikan peta kontur dari daerah aliran sungai Gondang serta dari survey langsung di lapangan maka kami tentukan lokasi check dam seperti pada gambar 4.1.1 dan gambar 4.1.2

Gambar 4.1.1 Lokasi Check Dam (terlampir)

Gambar 4.1.2 Cross Section sungai pada lokasi Check Dam (terlampir)

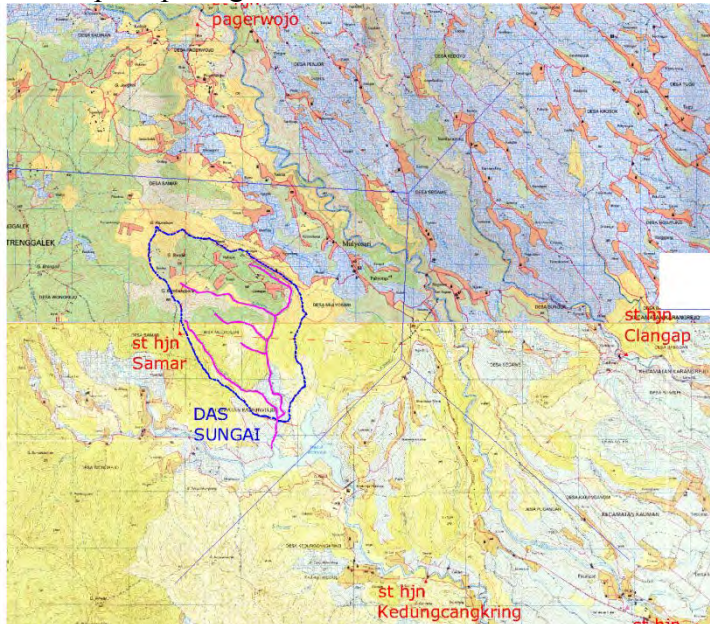
## 4.2 Analisa Hidrologi

### 4.2.1 Data Curah Hujan

Suatu limpasan dan rencana pengaliran air yang ada di suatu sistem daerah aliran sungai sangat dipengaruhi oleh curah hujan pada daerah tersebut.

Dalam perencanaan check dam ini, data – data hujan yang diperoleh dari stasiun penakar hujan merupakan data curah hujan harian pada beberapa stasiun penakar hujan sekitar aliran sungai.

Menurut sumber yang kami peroleh, yaitu dari *Dinas PU Pengairan Jatim*, terdapat 3 stasiun hujan terdekat dengan sungai Gondang yaitu St. Pagerwojo, St. Clangap dan St. Gelang. Dari ketiga stasiun hujan tersebut dapat diketahui bobot luas daerah pengaruh dari masing – masing stasiun hujan dengan menggunakan metode Polygon Thiesen seperti pada gambar 4.2.1



Gambar 4.2.1 Pembagian luas daerah pengaruh dengan metode Polygon Thiesen

Sehingga dari pembagian daerah pengaruh dari masing – masing stasiun hujan, maka data stasiun hujan yang digunakan adalah Stasiun hujan Samar.

Pengukuran luas daerah aliran sungai (DAS) menggunakan program bantu Autocad dengan cara distance area pada DAS sungai, seperti pada gambar 4.2.2

Diketahui luas DAS pada peta adalah  $A = 30,08 \text{ km}^2$ . Bobot pengaruh st. hujan ( $A_1$ ) = 100% = 1,00 maka luas daerah pengaruh stasiun hujan Samar adalah  $A_1 = 30,080 \times 1,00 = 30,08 \text{ km}^2$ .

Data hujan yang digunakan untuk perencanaan menggunakan data curah hujan selama 22 tahun dimulai dari tahun 1991 sampai tahun 2012. Sehingga dari data tersebut didapatkan curah hujan harian maksimum tahunan untuk menghitung hujan rata – rata pada daerah pengaruh sesuai pada tabel 4.1.

Tabel 4.1 Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Curah Hujan Maksimum Stasiun Hujan Samar	A1/A	$\bar{R} = A_1.R_1/A$
		R (mm)		
1	1990	168	1	168
2	1991	136	1	136
3	1992	143	1	143
4	1993	156	1	156
5	1994	184	1	184
6	1995	157	1	157
7	1996	177	1	177
8	1997	198	1	198
9	1998	146	1	146

Lanjutan Tabel 4.1 Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Curah Hujan Maksimum Stasiun Hujan Samar	A1/A	$\bar{R} = A1.R1/A$
10	1999	177	1	177
11	2000	177	1	177
12	2001	188	1	188
13	2002	188	1	188
14	2003	196	1	196
15	2004	168	1	168
16	2005	176	1	176
17	2006	168	1	168
18	2007	184	1	184
19	2008	188	1	188
20	2009	178	1	178
21	2010	198	1	198
22	2011	211	1	211
23	2012	198	1	198
Jumlah Total				4060
Rata <sup>2</sup>				176,52

#### 4.2.2 Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi didasarkan pada sifat statistic data kejadian yang telah terjadi untuk mendapatkan probabilitas besaran hujan pada masa yang akan datang. Dilakukan perhitungan distribusi terhadap data curah hujan rata – rata untuk menentukan distribusi probabilitas yang akan digunakan.

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Statistik Data Curah Hujan

No.	X1	X	$(X1-X)^2$	$(X1-X)^3$	$(X1-X)^4$
1	168	176,52	72,62004	-618,849	5273,67
2	136	176,52	1642,011	-66537,2	2696201
3	143	176,52	1123,707	-37668,6	1262717
4	156	176,52	421,1418	-8642,56	177360,4
5	184	176,52	55,92439	418,2171	3127,537
6	157	176,52	381,0983	-7439,7	145235,9
7	177	176,52	0,228733	0,109394	0,052319
8	198	176,52	461,3157	9908,259	212812,2
9	146	176,52	931,5766	-28433,3	867834,9
10	177	176,52	0,228733	0,109394	0,052319
11	177	176,52	0,228733	0,109394	0,052319
12	188	176,52	131,7505	1512,266	17358,19
13	188	176,52	131,7505	1512,266	17358,19
14	196	176,52	379,4026	7390,104	143946,4
15	168	176,52	72,62004	-618,849	5273,67
16	176	176,52	0,272212	-0,14202	0,074099
17	168	176,52	72,62004	-618,849	5273,67
18	184	176,52	55,92439	418,2171	3127,537
19	188	176,52	131,7505	1512,266	17358,19
20	178	176,52	2,185255	3,230377	4,77534
21	198	176,52	461,3157	9908,259	212812,2
21	198	176,52	461,3157	9908,259	212812,2
22	211	176,52	1188,75	40986,05	1413128
23	198	176,52	461,3157	9908,259	212812,2
<b><math>\Sigma</math></b>			8179,739	-67100,3	7419016



Sehingga dari tabel 4.2 dapat diperhitungkan nilai rata – rata, standart deviasi, koefisien variasi, koefisien skewness dan koefisien kurtosis seperti uraian berikut:

a. Nilai Rata – Rata

$$\begin{aligned}\bar{X} &= \frac{\sum_{i=1}^n x_1}{n} \\ &= \frac{4060}{23} \\ \bar{X} &= 176.52\end{aligned}\quad (4.1)$$

b. Standart Deviasi

$$\begin{aligned}Sd &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_1 - \bar{x})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{8179,739}{23}} \\ Sd &= 19,28\end{aligned}\quad (4.2)$$

c. Koefisien Variasi

$$\begin{aligned}CV &= \frac{sd}{\bar{x}} \\ &= \frac{19,28}{176,52} \\ CV &= 0,11\end{aligned}\quad (4.3)$$

d. Koefisien Skewness

$$\begin{aligned}CS &= \frac{n \sum_{i=1}^n (x_1 - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)sd^3} \\ &= \frac{(23)(-67100,3)^3}{(22)(20)(19,28)^3} \\ CS &= 0,5\end{aligned}\quad (4.4)$$

e. Koefisien Kurtosis

$$\begin{aligned}
 CK &= \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)sd^4} \quad (4.5) \\
 &= \frac{22^2 (7419016)}{(22-1)(22-2)(22-3)(19,28)^4} \\
 CK &= 3,07
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisa frekuensi data curah hujan tersebut maka dapat ditentukan jenis sebaran teoritis yang memenuhi syarat. Sehingga dapat disimpulkan pada tabel berikut:

Tabel 4.3 Syarat Sebaran Teoritis

Jenis Sebaran	Syarat Teoritis	Hasil Hitungan	Kesimpulan Syarat
Log Normal	$CS \approx 0$	CS = 0,5	Tidak memenuhi
	$CS \approx 3 c+cv^3$		
Normal	CS = 0	CK = 3,39	Tidak memenuhi
	Ck = 3		
Gumbel	$CS \leq 1,1396$	CV = 0,26	Memenuhi
	$CK \leq 5,4002$		
Log Person III	$-3 < Cs < 3$		Memenuhi

Sesuai hasil dari tabel 4.3 syarat sebaran teoritis, maka untuk menghitung curah hujan rencana digunakan metode **Distribusi Gumbel**.

#### 4.2.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Hasil perhitungan curah hujan harian maksimum hingga hasil analisa frekuensi digunakan untuk melakukan pendekatan untuk mendapatkan nilai curah hujan rencana pada periode ulang yang diinginkan.

#### 4.2.3.1 Distribusi Gumbel

Rumus Metode Gumbel

$$X_t = X + (k \times sd) \quad (4.6)$$

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{n}$$

$$Y_t = -\ln \{\ln (T/(T-1))\} \quad (4.8)$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (4.9)$$

Keterangan:

$X_t$  = besar curah hujan rencana pada periode ulang pada  $T$  tahun (mm);

$X_i$  = Curah hujan masing – masing tahun pengamatan;

$K$  = Faktor frekuensi  $k$  untuk harga ekstrim Gumbel;

$Y_t$  = Reduksi Variant;

$Y_n$  = Reduksi rata – rata variant;

$S_n$  = Standart deviasi variant yang nilainya tergantung jumlah data.

Berdasarkan tabel “Hubungan Standar Deviasi dan Reduksi Variant dengan Jumlah Data”, diperoleh :

Tabel 3.11.A. Hubungan Reduksi Variat Rata-rata ( $Y_n$ ) dengan Jumlah Data ( $n$ ).

$n$	$Y_n$	$n$	$Y_n$	$n$	$Y_n$	$n$	$Y_n$
10	0,4592	34	0,5396	58	0,5518	82	0,5572
11	0,4996	35	0,5402	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5053	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5436	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	90	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5236	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5463	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5309	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5320	50	0,5485	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5332	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,5600
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5362	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,5511	81	0,5570		

Tabel 3.11.B Hubungan antara deviasi standar dan reduksi variat dengan jumlah data.

$n$	$S_n$	$n$	$S_n$	$n$	$S_n$	$n$	$S_n$
10	0,9496	33	1,1226	56	1,1696	79	1,1930
11	0,9676	34	1,1255	57	1,1708	80	1,1938
12	0,9933	35	1,1285	58	1,1721	81	1,1945
13	0,9971	36	1,1313	59	1,1734	82	1,1953
14	1,0095	37	1,1339	60	1,1747	83	1,1959
15	1,0206	38	1,1363	61	1,1759	84	1,1967
16	1,0316	39	1,1388	62	1,1770	85	1,1973
17	1,0411	40	1,1413	63	1,1782	86	1,1980
18	1,0493	41	1,1436	64	1,1793	87	1,1987
19	1,0565	42	1,1458	65	1,1803	88	1,1994
20	1,0628	43	1,1480	66	1,1814	89	1,2001
21	1,0696	44	1,1499	67	1,1824	90	1,2007
22	1,0754	45	1,1519	68	1,1834	91	1,2013
23	1,0811	46	1,1538	69	1,1844	92	1,2020
24	1,0864	47	1,1557	70	1,1854	93	1,2026
25	1,0915	48	1,1574	71	1,1863	94	1,2032
26	1,1961	49	1,1590	72	1,1873	95	1,2038
27	1,1004	50	1,1607	73	1,1881	96	1,2044
28	1,1047	51	1,1623	74	1,1890	97	1,2049
29	1,1086	52	1,1638	75	1,1898	98	1,2055
30	1,1124	53	1,1658	76	1,1906	99	1,2060
31	1,1159	54	1,1667	77	1,1915	100	1,2065
32	1,1193	55	1,1681	78	1,1923		

$$\begin{aligned}
 n &= 23 \\
 Y_n &= 0,5268 \\
 S_n &= 1,0754
 \end{aligned}$$

Tabel 4.4 Perhitungan curah hujan rencana dengan metode gumbel type 1

No	Tahun	Yt	xt	k
1	5	1,49994	195,9983	0.905
2	10	2,250367	210,4683	1.603
3	15	2,673752	218,6321	1.996
4	20	2,970195	224,3482	2,480
5	25	3,198534	228,7511	2,708
6	30	3,384294	232,333	2,894
7	35	3,540889	235,3525	3,051
8	40	3,676247	237,9625	3,186
9	45	3,795447	240,2609	3,305
10	50	3,901939	242,3143	3,412
11	55	3,998173	244,1699	3,508
12	60	4,085953	245,8625	3,596
13	65	4,166645	247,4185	3,676
14	70	4,241309	248,8582	3,751
15	75	4,310784	250,1978	3,820
16	80	4,375744	251,4504	3,885
17	85	4,43674	252,6265	3,946
18	90	4,494228	253,735	4,004
19	95	4,548591	254,7832	4,058
20	100	4,600149	255,7774	4,110

#### 4.2.4 Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodness of Fit Test*) distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekwensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square).

#### 4.2.4.1 Uji Chi-Square

Uji Chi-Square dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistic sample data yang dianalisis.

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{O_i - E_i}{E_i} \right]^2 \quad (4.10)$$

Keterangan:

$\chi^2$  = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = Jumlah sub-kelompok ( $1 + 1,37 \ln [n]$ )

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

$E_i$  = Jumlah teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter  $\chi_h^2$  merupakan variable acak. Peluang untuk mencapai nilai  $\chi_h^2$  sama atau lebih besar dari pada nilai Chi-Kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ )

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap grup minimal 4 data pengamatan
3. Jumlah data pengamatan sebesar  $O_i$ , tiap-tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai:  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh G sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.

7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G-R-1$  (Nilai  $R=2$ , untuk distribusi normal dan binomial, nilai  $R=1$ , untuk distribusi Poisson).

Hasil interpretasinya:

1. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada di antara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data.

Tabel 4.5 Harga  $X^2$  Kritis

Derajat kebebasan	Harga kritis $X^2$				
	0.2	0.1	0.05	0.01	0.001
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,21	13,815
3	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5	7,289	9,236	11,07	15,086	20,517
6	6,558	10,645	12,592	16,812	22,457
7	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8	11,03	13,362	15,507	20,09	26,125
9	12,242	14,068	16,919	21,666	27,877

Tabel 4.6 Ranging Area Curah Hujan Maksimum

No.	Tahun	Curah Hujan Maksimum (mm)
1	1991	136
2	1992	143
3	1998	146
4	1993	156
5	1995	157
6	1990	168
7	2004	168
8	2006	168
9	2005	176
10	1996	177
11	1999	177
12	2000	177
13	2009	178
14	1994	184
15	2007	184
16	2001	188
17	2002	188
18	2008	188
19	2003	196
20	1997	198
21	2010	198
22	2012	198
23	2011	211

Diketahui persamaan garis lurus metode Gumbel Tipe 1 adalah  $X = X_{rata-rata} + (k.Sd)$



Tabel 4.7 Nilai Variabel Reduksi Gauss untuk  
Perhitungan Chi-Square

Periode ulang tahun (T)	Peluang	K	Presentase Peluang (%)
1,001	0,999	3,05	99
1,005	0,995	2,58	99
1,01	0,99	2,33	99
1,05	0,95	1,64	95
1,11	0,9	1,28	90
1,25	0,8	0,84	80
1,33	0,75	0,67	75
1,43	0,7	0,52	70
1,67	0,6	0,25	60
2,00	0,5	0	50
2,50	0,4	-0,25	40
3,33	0,3	-0,52	30
4,00	0,25	-0,67	25
5,00	0,2	-0,84	20
10,00	0,1	-1,28	10
20,00	0,05	-1,64	5
50,00	0,02	-2,05	2
100,00	0,01	-2,33	1

Perhitungan Chi-Square:

Banyak data : 23

Taraf Signifikan : 5%

Jumlah Sub Kelompok (G) =  $1 + 1.37 \ln 23$

$$= 1 + 1.37 * 3.091$$

$$= 1 + 4.23$$

$$= 5.23 \approx 5 \text{ sub}$$

$$\begin{aligned}\text{Derajat kebebasan} &= G-R-1 \\ &= 5-2-1 \\ &= 2\end{aligned}$$

- untuk  $P = 20\%$                        $K = -0.84$   
 $X = X1_{\text{rata-rata}} + (k.Sd)$   
 $= 176,62 + (-0,84 \cdot 19,28)$   
 $X = 160,3246239$
- untuk  $P = 40\%$                        $K = -0,25$   
 $X = X1_{\text{rata-rata}} + (k.Sd)$   
 $= 176,62 + (-0,25 \cdot 19,28)$   
 $X = 171,7011691$
- untuk  $P = 60\%$                        $K = 0,25$   
 $X = X1_{\text{rata-rata}} + (k.Sd)$   
 $= 176,62 + (0,25 \cdot 19,28)$   
 $X = 181,3423091$
- untuk  $P = 80\%$                        $K = 0,84$   
 $X = X1_{\text{rata-rata}} + (k.Sd)$   
 $= 176,62 + (0,84 \cdot 19,28)$   
 $X = 192,7188544$

Tabel 4.8 Perhitungan  $X^2$  Uji Chi-Square Distribusi Gumbel Tipe 1

No.	Nilai Batas Sub Kelompok	Oi	Ei	(Oi-Ei)	(Oi-Ei) <sup>2</sup> /Ei
1	$x \leq 160,32$	5	4	1	0,250
2	$160,32 \leq x \leq 171,7$	3	4	-1	0,250
3	$171,7 \leq x \leq 181,34$	5	4	1	0,250
4	$181,34 \leq x \leq 192,72$	5	4	1	0,250
5	$x \geq 192,72$	5	4	1	0,250
Jumlah		23	20		1,250

Sehingga dapat diketahui

$X^2=1,25$  sedangkan  $X^2Cr = 5,991$

Jadi  $X^2 < X^2Cr$ , distribusi peluang dapat diterima.

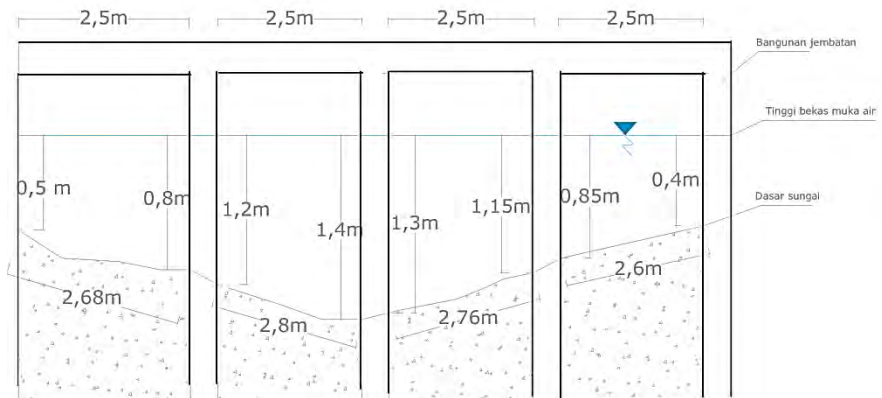
(  $X^2Cr = 5,991$  berdasarkan tabel III-7, Soewarno, 1995. Hal: 222 )

## 4.2.5 Perhitungan Debit Banjir

Untuk mengetahui besarnya debit banjir tergantung pada periode ulang yang direncanakan. Pada perencanaan check dam ini, debit banjir rencana dihitung untuk beberapa periode ulang.

### 4.2.5.1 Pengukuran Debit Secara Langsung

Pengukuran yang dilakukan secara langsung pada salah satu bangunan yaitu jembatan terdekat dendang titik tinjau diperoleh hasil seperti berikut:



Gambar 4.2.2 Sketsa hasil pengukuran tinggi air di lapangan

Tabel 4.9 Perhitungan luas dan keliling penampang basah pada sungai

I1 (m)	I2 (m)	X (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)
0,5	0,8	2,5	1,625	3,8
1,2	1,4	2,5	3,25	5,1
1,3	1,15	2,5	3,0625	4,95
0,85	0,4	2,5	1,5625	3,75
		Σ	9,5	17,6

Keterangan:

I = Tinggi air sampai dasar sungai (m)

x = Jarak antar pilar bangunan (m)

A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>) =  $\frac{(I_1+I_2)}{2} x$

P = Keliling penampang basah (m) =  $I_1+I_2+x$

Untuk menghitung debit lapangan digunakan rumus

$$Q_{\text{lap}} = V \cdot A$$

Dengan rumus Manning untuk menghitung kecepatan aliran:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Dengan menggunakan rumus luas penampang basah :

$$A = \frac{(I_1+I_2)}{2} x$$

Keterangan:

Q<sub>lap</sub> = Debit lapangan (m<sup>3</sup>/det)

V = Kecepatan Aliran (m/det)

$R = \frac{A}{P}$  (m)

S = Kemiringan rata – rata dasar sungai (0.1023)

n = Koefisien Kutter & Manning (0,025 kondisi dinding sungai adalah tanah batuan dan tetumbuhan)

$$\text{Maka } V = \frac{1}{0,025} \left( \frac{9,5}{17,6} \right)^{2/3} (0,1023)^{1/2}$$

$$V = 8,48 \text{ m/det}$$

$$A = \frac{(0,5+0,8)}{2} \cdot 2,5$$

$$A = 1,625 \text{ m}^2$$

$$\text{Jadi } Q_{\text{lap}} = 8,48 \text{ m/det} \times 9,5 \text{ m}^2 = 80,58 \text{ m}^3/\text{det}$$

#### 4.2.5.2 Metode Haspers

Metode Haspers digunakan untuk menghitung debit pada daerah aliran sungai dengan luas maksimum 200 km<sup>2</sup>.

$$Q = C \cdot \beta \cdot R \quad (4.11)$$

Keterangan:

Q = Debit rencana (m<sup>3</sup>/det)

C = Koefisien aliran

β = Angka reduksi

R = Hujan terpusat maksimum (*point rainfall*)  
(m<sup>3</sup>/det/km<sup>2</sup>)

$$C = \frac{1+0,012A^{0,7}}{1+0,07A^{0,7}} \quad (4.12)$$

$$C = \frac{1 + 0,012 \times 30,08^{0,7}}{1 + 0,07 \times 30,08^{0,7}}$$

$$C = 0,64$$

Keterangan:

C = Koefisien aliran

A = Luas daerah aliran sungai (30,08 km<sup>2</sup>)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t+3,7 \times 10^{-4}t}{t^2+15} \times \frac{F^{0,75}}{12} \quad (4.13)$$

Keterangan:

$\beta$  = Angka reduksi

$F = A$  = Luas ellips mengelilingi daerah aliran sungai ( $\text{km}^2$ )

$t$  = Waktu konsentrasi (jam)

$$t = 0,1 L^{0,8} S^{-0,3} \quad (4.14)$$

$$t = 0,1 \cdot 4,7616^{0,8} \cdot 0,1023^{-0,3}$$

$$t = 0,691 \text{ jam}$$

Keterangan:

$t$  = Waktu konsentration (jam)

$L$  = Panjang sungai utama (km)

$S$  = Kemiringan dasar sungai

Perhitungan :

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{0,691 + 3,7 \times 10^{-4,0,691}}{0,691^2 + 15} \times \frac{30,08^{0,75}}{12} \quad (4.15)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1,05$$

$$\beta = 0,95$$

Untuk  $t$  yang lamanya kurang dari 2 jam  $< t < 19$  jam, maka :

$$R = \frac{t \times R_{24-maks}}{t + 1 - 0,0008 (260 - R_{24-maks}) \times (2 - t) 2} \quad (4.16)$$

$$R_{50} = \frac{0,0,691 \times 242.3143}{0,691 + 1 - 0,0008 (260 - 242.3143) \times (2 - 0,691) 2}$$

$$= 101,2023 \text{ mm}$$

Keterangan:

$R_t$  = Hujan terpusat maksimum ( $\text{m}^3/\text{det}/\text{km}^2$ )

$R_{24-maks}$  = Hujan harian maksimum (mm)

$t$  = Waktu konsentrasi (jam)

(Subarkah I, 1980. Hal 77)

Maka  $Q = C \cdot \beta \cdot R$

$$Q = 0,64 \cdot 0,95 \cdot 100,4253$$

$$Q = 61,569 \text{ m}^3/\text{det}$$

Jadi  $Q_{50}$  pada metode haspers di dapat :  $Q = 62,046 \text{ m}^3/\text{det}$  sehingga, hasil perhitungan debit rencana dapat ditabelkan sebagai berikut

Tabel 4.10 Perhitungan Debit Rencana Metode Haspers

No	Tahun	C	t	R	$\beta$	Qn
1	5	0,64	0,691	84,44951	0,95	51,775
2	10	0,64	0,691	89,57498	0,95	54,917
3	15	0,64	0,691	92,41178	0,95	56,656
4	20	0,64	0,691	94,375	0,95	57,860
5	25	0,64	0,691	95,87446	0,95	58,779
6	30	0,64	0,691	97,08623	0,95	59,522
7	35	0,64	0,691	98,10216	0,95	60,145
8	40	0,64	0,691	98,97623	0,95	60,681
9	45	0,64	0,691	99,74284	0,95	61,151
10	50	0,64	0,691	101,2023	0,95	61,569
11	55	0,64	0,691	101,3504	0,95	61,946
12	60	0,64	0,691	101,5991	0,95	62,289
13	65	0,64	0,691	102,1116	0,95	62,603
14	70	0,64	0,691	102,5847	0,95	62,893
15	75	0,64	0,691	103,024	0,95	63,163
16	80	0,64	0,691	103,4338	0,95	63,414
17	85	0,64	0,691	103,8178	0,95	63,649
18	90	0,64	0,691	104,1791	0,95	63,871
19	95	0,64	0,691	104,5202	0,95	64,080
20	100	0,64	0,691	10,8431	0,95	64,278

#### 4.2.5.1 Metode Rasional

Dengan kemungkinan curah hujan yang sama dan luas daerah aliran sungai yang sama, metode Rasional digunakan untuk membandingkan hasil debit rencana metode Haspers.

Rumus metode Rasional:

$$Q = 0,278 C I A$$

Keterangan:

Q = Debit rencana (m<sup>3</sup>/det)

C = Angka pengaliran

I = Intensitas hujan (mm/jam)

A = Luas daeran aliran sungai (km<sup>2</sup>)

Angka pengaliran C pada setiap bagian wilayah dalam satu DAS dapat berbeda – beda tergantung pada kondisi lahan masing – masing.

Luas Das = 30,08 km<sup>2</sup> , terdiri dari:

Tabel 4.11 Koefisien Pengaliran

Jenis Wilayah	C	Luas (km <sup>2</sup> )	Presentase luas (%)
Pertanian	0,5	21,96	73
Semak rumput	0,2	6,33	21
Hutan	0,3	1,78	6

Maka besarnya C dapat ditentukan:

$$0,5 \times \frac{73}{100} = 0,365$$

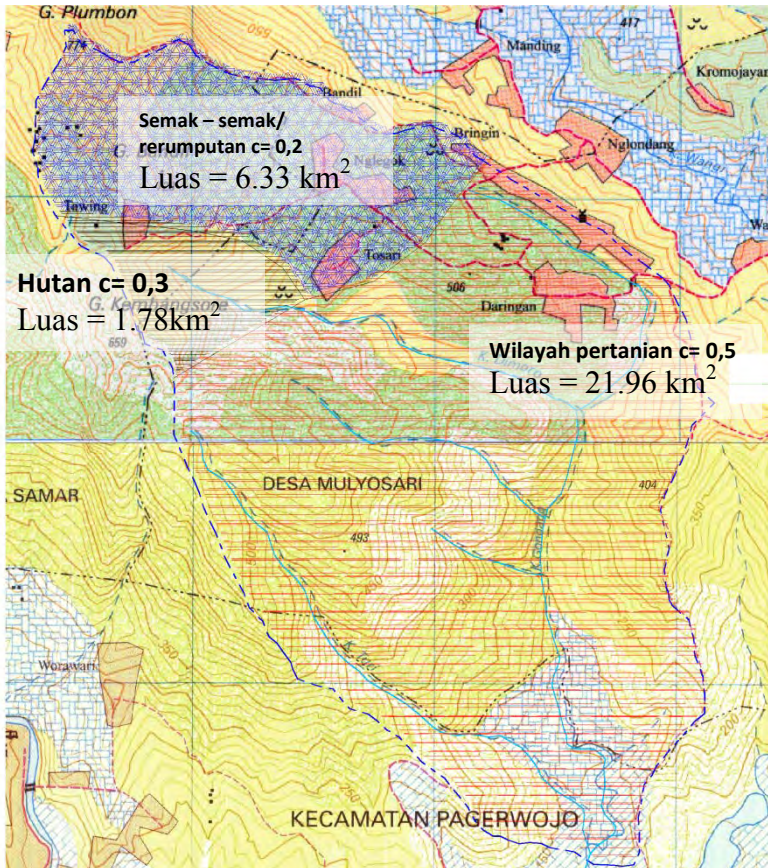
$$0,2 \times \frac{21}{100} = 0,0421$$

$$0,3 \times \frac{6}{100} = 0,0178$$

$$C = 0,365 + 0,0421 + 0,0178$$

$$C = 0.425$$





Gambar 4.2.3 Pembagian luas tiap koefisien wilayah

Untuk intensitas hujan  $I$  dalam metode Rasional digunakan rumus Dr. Mononobe:

$$I = \frac{R}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3} \text{ mm/jam}$$

Keterangan :

I = Intensitas hujan (mm/jam)

R = Curah hujan maksimum (mm)

$$R = \frac{t \times R_{24-maks}}{t + 1 - 0,0008 (260 - R_{24-maks}) \times (2 - t)^2}$$

t = Lama waktu konsentrasi (jam)

$$t = \frac{60.L}{36V}$$

L = Panjang sungai (km)

V = kecepatan aliran (m/det)

$$t = \frac{60 \times 4,762}{36 \times 8,48} = 9,357 \text{ jam}$$

$$\text{Maka } I = \frac{R}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3}$$

$$I = \frac{242,3143}{24} \left( \frac{24}{9,357} \right)^{2/3}$$

$$I = 18,46$$

Sehingga  $Q = 0,278 C I A$

$$Q = 0,278 \cdot 0,42 \cdot 18,46 \cdot 30,08$$

$$Q = 65,590 \text{ m}^3/\text{det}$$

maka besar I dan debit rasional Q dapat dihitung dan ditabelkan seperti berikut:

Tabel 4.12 Perhitungan Debit Rencana Metode Rasional

No	Tahun	C	t	R	I	Qn
1	5	0,42	9,357	195,9983	15,16	53,890
2	10	0,42	9,357	210,4683	16,34	58,079
3	15	0,42	9,357	218,6321	17,01	60,442
4	20	0,42	9,357	224,3482	17,47	62,097
5	25	0,42	9,357	228,7511	17,83	63,371
6	30	0,42	9,357	232,1351	18,12	64,408
7	35	0,42	9,357	235,2854	18,37	65,282
8	40	0,42	9,357	238,0084	18,58	66,038
9	45	0,42	9,357	240,4063	18,77	66,703
10	50	0,42	9,357	242,5486	18,94	67,297
11	55	0,42	9,357	244,4846	19,09	67,835
12	60	0,42	9,357	246,2504	19,23	68,325
13	65	0,42	9,357	247,8737	19,35	68,775
14	70	0,42	9,357	249,3758	19,47	69,192
15	75	0,42	9,357	250,7734	19,58	69,580
16	80	0,42	9,357	252,0802	19,68	69,942
17	85	0,42	9,357	253,3073	19,78	70,283
18	90	0,42	9,357	254,4638	19,87	70,603
19	95	0,42	9,357	255,5574	19,95	70,907
20	100	0,42	9,357	256,5946	20,03	71,195

#### 4.2.6 Perhitungan Debit Debris Rencana

Dalam perencanaan Check Dam ini akan sangat ditentukan oleh hal perhitungan debit banjir maksimum rencana. Debit banjir maksimum yang direncanakan diharapkan sesuai dengan keadaan yang sebenarnya di lapangan.

Maka berdasarkan hasil perhitungan debit yang telah diuraikan, dapat diperhatikan bahwa ketiga metode perhitungan debit rencana memiliki selisih yang tidak jauh berbeda.

Untuk perhitungan selanjutnya, dipakai debit banjir rencana dengan sedimen ( $Q_o$ ) yang besarnya:

$$Q_o = (1 + C_s) \cdot (Q_{50}) \quad (4.18)$$

$$C_s = \frac{\gamma_w - \gamma_{ws}}{G_s - \gamma_{sed}} = \frac{1 - 1,2}{1,1 - 2,3} = 0,17 \quad (4.19)$$

$$Q_o \text{ Metode Haspers} = (1 + 0,17) \cdot (61,569) = 72,035 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_o \text{ Metode Qrasional} = (1 + 0,17) \cdot (65,590) = 76,74 \text{ m}^3/\text{det}$$

Keterangan:

$Q_o$  = Debit banjir dengan sedimen / debris ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$C_s$  = Konsentrasi sedimen di dalam aliran

$Q_n$  = Debit banjir yang direncanakan ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$\gamma_{ws}$  = Berat volume air dengan sedimen ( $1,2 \text{ t/m}^3$ )

$\gamma_w$  = Berat volume air ( $1 \text{ t/m}^3$ )

$\gamma_{sed}$  = Berat volume butir sedimen ( $2,3 \text{ t/m}^3$ )

$G_s$  = Specific gravity tanah ( $1,1 \text{ t/m}^3$ )

Maka debit banjir rencana untuk metode Haspers, metode Qrasional, dan Qlapangan adalah

**Metode Haspers  $Q_o = Q_{debris} = 72,035 \text{ m}^3/\text{det}$**

**Metode Qrasional  $Q_o = Q_{debris} = 76,74 \text{ m}^3/\text{det}$**

**Q Lapangan  $Q_o = Q_{debris} = 80,58 \text{ m}^3/\text{det}$**

## 4.3 Perencanaan Struktur Check Dam

Pada perencanaan struktur check dam terdapat 3 bagian utama bangunan yaitu Main Dam, Apron dan SubDam

### 4.3.1 Perencanaan Main Dam

#### 4.3.1.1 Penentuan Lebar Dasar Peluap Main Dam

Untuk menentukan lebar dasar peluap pada suatu perencanaan check dam dapat digunakan rumus dari Tomoaki Yokota, yaitu:

$$Q_{debris} = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}} \text{ (m}^3/\text{det)} \quad (4.20)$$

Keterangan:

Q = Debit Debris

C = Koefisien (0,6 – 0,66)

g = Percepatan Gravitasi (9,8 m/dt<sup>2</sup>)

B<sub>1</sub> = Lebar peluap bagian bawah (m)

B<sub>2</sub> = Lebar muka air di atas peluap (m)

$$B_2 = B_1 + mh_3$$

h<sub>3</sub> = Tinggi air di atas peluap (1,9m)

Dari rumus tersebut, maka penurunan debit yang akan mengalir di atas berbentuk trapezium dengan kemiringan 1:1 dengan angka C=0,6.

$$80,58 = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = \frac{2}{15} 0,6 \sqrt{19,6} (3B_1 + 2(B_1 + 2. m. h_3)) 1,9^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = \frac{2}{15} 0,6 \sqrt{19,6} (3B_1 + 2(B_1 + 2.1. h_3)) 1,9^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = \frac{2}{15} 0,6 \sqrt{19,6} (3B_1 + 2(B_1 + 2h_3)) 1,9^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = 0,13 \cdot 0,6 \cdot 4,42(3B_1 + 2B_1 + 4h_3))1,9^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = 0,13 \cdot 0,6 \cdot 4,42(5B_1 + 4h_3)1,9^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = 0,354(5B_1 + 4h_3)1,9^{\frac{3}{2}}$$

$$80,58 = 0,354(5B_1 + 4 \cdot 1,9)2,619$$

$$80,58 = 0,354(5B_1 + 7,6)2,619$$

$$80,58 = 0,927(5B_1 + 7,6)$$

$$80,58 = 4,64B_1 + 7,0542$$

$$4,64B_1 = 73,5258$$

$$B_1 = 15 \text{ m}$$

Maka dari perhitungan di atas didapatkan lebar dasar peluap ( $B_1$ ) = 15 m, dan juga tinggi air di atas mercu peluap ( $h_3$ ) = 1,9 m.

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m \cdot h_3 \quad (4.21)$$

$$= 15 \text{ m} + 2 \cdot 1 \cdot 1,9 \text{ m}$$

$$= 18,8 \text{ m}$$

Keterangan:

Q = Debit debris (80,58 m<sup>3</sup>/det)

$B_1$  = Lebar peluap bagian bawah (15 m)

$h_3$  = Tinggi air diatas peluap (1,9 m)

$B_2$  = Lebar peluap bagian atas (18,8 m)

#### 4.3.1.2 Penentuan tinggi air di atas peluap Main Dam

Dengan menggunakan rumus di atas yaitu rumus untuk mencari lebar dasar peluap, maka dapat pula kita tentukan tinggi air yang berada di atas peluap ( $h_3$ ), yaitu 1,9m.

### 4.3.1.2 Penentuan tinggi jagaan (free board)

#### 4.3.1.3

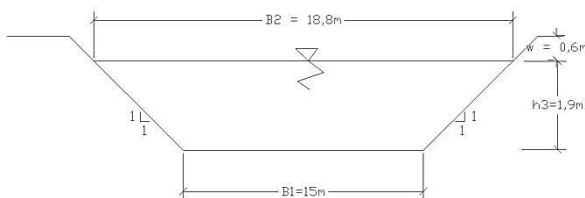
Untuk penentuan tinggi jagaan (free board) dapat ditentukan berdasarkan debit banjir rencana yang melimpas, seperti yang telah diuraikan pada tabel berikut ini:

Tabel 4.13 Penentuan Tinggi Free Board

Debit rencana (Q) ( $\text{m}^3/\text{det}$ )	Free Board (w) (M)
$Q < 200$	0,6
$200 < Q < 500$	0,8
$500 < Q < 2000$	1
$2000 < Q < 5000$	1,2

Untuk Debit Rencana sebesar  $80,58 \text{ m}^3/\text{det}$  maka dari range yang ada, tinggi jagaan (free board) dapat ditentukan sebesar **0,6 m**.

Sehingga dimensi pelimpah main dam dapat digambarkan seperti pada gambar 4.2.4



Gambar 4.2.4 Dimensi pelimpah main dam

#### 4.3.1.4 Penentuan tinggi efektif Main Dam

Untuk tinggi efektif Main Dam didasarkan pada bentuk penampang sungai. Yaitu dari elevasi tertinggi tebing sungai dengan dikurangi tinggi jagaan dan tinggi air di atas mercu peluap.

Elevasi tepi sungai tertinggi	= + 147,5 m
Tinggi Jagaan	= 0,6 m
Tinggi air diatas mercu peluap	= <u>1,9 m</u> —
Elevasi dasar peluap	+ 145,0
Elevasi dasar sungai	<u>+ 135,0</u> —
Tinggi efektif Main Dam	= 10, 0 m

Dengan data di atas didapatkan elevasi tinggi efektif Main Dam adalah pada ketinggian +147,5 m dan dengan elevasi dasar sungai pada ketinggian +135 m maka tinggi efektif Main Dam adalah **10 m**.



#### 4.3.1.5 Volume tampungan

Volume tampungan dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$I \text{ dasar sungai rata - rata} = \frac{\text{Selisih Elevasi}}{\text{Jarak antar elevasi}}$$

Tabel 4.14 Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai

Patok	Elevasi	Selisih	jarak	I
A	125	12.5	655	0.0191
MainDam	135	12.5	238.5	0.0524
B	137.5	12.5	475	0.0263
C	150	12.5	275	0.0455
D	162.5	12.5	140	0.0893
E	175	12.5	167.3	0.0747
F	187.5	12.5	182.675	0.0684
G	200	12.5	154.875	0.0807
H	212.5	12.5	131.1	0.0953
I	225	12.5	96.2	0.1299
J	237.5	12.5	95.9	0.1303
K	250	12.5	80.375	0.1555
L	262.5	12.5	96.075	0.1301
M	275	12.5	117.425	0.1065
N	287.5	12.5	70.825	0.1765
O	300	12.5	60.75	0.2058
P	312.5	12.5	48.675	0.2568
Q	325	12.5	112.575	0.1110
R	337.5	12.5	250.2	0.0500
S	350	12.5	206.9	0.0604

Lanjutan Tabel 4.14 Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai

Patok	Elevasi	Selisih	jarak	I
T	362.5	12.5	65.9	0.1897
U	375	12.5	178.8	0.0699
V	387.5	12.5	329.3	0.0380
W	400	12.5	542.3	0.0230
X	412.5	12.5	383.9	0.0326
Y	425	12.5	260.8	0.0479
Z	437.5			
			I rata-rata	0.1023

$$I \text{ rata - rata} = \frac{\sum i}{26} = \frac{2,4553}{26} = 0,1023$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Sedimen} &: \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot L \\ &: \frac{64,1 + 55,2}{2} \cdot 238,5 = 14226,525 \end{aligned}$$

Tabel 4.15 Perhitungan Volume Sedimen

Patok	Luas	Jarak	Volume sedimen
Main Dam	64,1	238,5	14226,525
b	55,2	475	32798,75
c	82,9	275	26070
d	106,7	140	11753
e	61,2	167,3	12204,535
f	84,7	182,8	14477,76
g	73,7	154,9	15102,75
h	121,3	131,1	20687,58
i	194,3	96,2	16671,46
j	152,3	95,9	12970,475
k	118,2	80,4	7919,4

Lanjutan Tabel 4.15 Perhitungan Volume Sedimen

Patok	Luas	Jarak	Volume sedimen
l	78,8	96,1	6515,58
m	56,8	117,4	6797,46
n	59	70,9	3378,385
o	36,3	60,7	2015,24
p	30,1	48,7	908,255
q	7,2	112,6	782,57
r	6,7	250,2	1876,5
s	8,3	206,9	1779,34
t	8,9	65,9	342,68
u	1,5	178,8	134,1
v	0	329,3	0
		Total	209412,345

$$I \text{ sedimen} = \frac{3}{4} \cdot i \text{ rata rata}$$

$$I \text{ sedimen} = \frac{3}{4} \cdot 0,1023 = 0,0756$$

#### 4.3.1.6 Kecepatan air di atas peluap

Kecepatan air di atas peluap di hitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$q_0 = \frac{Q_{Debris}}{b \text{ rata-rata}} \quad (4.22)$$

$$h_3 = \frac{q_0}{v_0} \quad (4.23)$$

$$v_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad (4.24)$$

Keterangan:

$h_3$  = Tinggi air di atas mercu peluap Main Dam (1,9m)

$q_0$  = Debit per meter lebar pada titik jatuhnya terjunan ( $m^2/det$ )

$v_0$  = Kecepatan terjunan air pada titik jatuhnya terjunan ( $m/det$ )

$Q_{debris}$  = Debit debris (80,58  $m^3/det$ )

$b_{rata-rata}$  = Lebar rata –rata pelimpah 16,9 m

Perhitungan :

$$q_0 = \frac{Q_{Debris}}{b_{rata-rata}} = \frac{80,58 \text{ m}^3/det}{16,9 \text{ m}} = 4,76 m^2/det$$

$$v_0 = \frac{q_0}{h_3} = \frac{4,76 \text{ m}^2}{1,9 \text{ m}} = 2,50 m/det$$

Dari perhitungan di atas maka didapat

Kecepatan air di atas peluap  $v = 2,50 m/det$

#### 4.3.1.7 Penentuan tebal mercu peluap Main Dam

Untuk menentukan tebal mercu peluap Main Dam dapat dihitung dengan rumus Thiery & Wang sebagai berikut:

$$b_{min} = \frac{h_3 \cdot \gamma_w}{f_o \cdot \gamma_{pas}} \quad (4.25)$$

Keterangan:

$b_{min}$  = Tebal mercu peluap Main Dam (m)

$\gamma_w$  = Berat volume air ( $1 t/m^3$ )

$\gamma_{pas}$  = Berat volume pasangan ( $2,2 t/m^3$ )

$f_o$  = Koefisien geser air dan material (1)

$h_3$  = Tinggi air diatas peluap (1,9 m)

Perhitungan :

$$b \text{ min} = \frac{1,9m.1 \text{ t/m}^3}{1.2,2 \text{ t/m}^3}$$

$$b \text{ min} = 0,72 \text{ m}$$

Tabel 4.16 Tebal mercu peluap yang ditinjau dari keadaan material dan keadaan air.

Tebal Mercu	b = 1,5m - 2,5m	b = 3m - 4m
Material	Pasir dan kerikil / kerikil dan batuan	Batuan besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit, sampai sedimen yang banyak	Debris flow kecil sampai debris flow besar

sesuai ketentuan tabel , maka tebal mercu = 1,5 m

#### 4.3.1.8 Penentuan Kedalaman Pondasi Main Dam

Untuk menentukan kedalaman pondasi Main Dam, maka untuk perhitungannya dapat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\delta = \left[ \frac{1}{4} \approx \frac{1}{3} \right] \cdot (H' + h_3) \quad (4.26)$$

Keterangan :

$\delta$  = Kedalaman pondasi Main Dam (m)

$H'$  = Tinggi efektif Main Dam (10 m)

$h_3$  = Tinggi air diatas peluap (1,9 m)

Untuk menghitung kedalaman pondasi ( $\delta$ ) digunakan rumus seperti berikut:

$$n = \frac{1}{3} \approx n = \frac{1}{4}$$

$$\delta_1 = \frac{1}{3}(H' + h_3) \quad (4.27)$$

$$= \frac{1}{3}(10 \text{ m} + 1,9 \text{ m})$$

$$= 3,967 \text{ m}$$

$$\delta_2 = \frac{1}{4}(H' + h_3) \quad (4.28)$$

$$= \frac{1}{4}(10 \text{ m} + 1,9 \text{ m})$$

$$= 2,975 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \quad (5.21)$$

$$= \frac{3,967 + 2,975}{2}$$

$$= 2,5 \text{ m}$$

Untuk perhitungan selanjutnya maka kedalaman pondasi Main Dam diambil sebesar 2,5m. Sehingga tinggi Main Dam dapat dihitung sebagai berikut.

$$H = \delta + H' \quad (4.29)$$

Dimana :

$H$  = Tinggi main dam (m)

$\delta$  = Kedalaman pondasi main dam (2,5 m)

$H'$  = Tinggi efektif main dam (10 m)

Maka :

$$H = 2,5 \text{ m} + 10 \text{ m} \\ = 12,5 \text{ m}$$

Untuk perhitungan selanjutnya maka tinggi main dam (H) diambil sebesar 12,5 m

#### 4.3.1.9 Penentuan kemiringan tubuh Main Dam

Untuk perencanaan kemiringan tubuh Main Dam, dipakai perumusan Tomoaki Yokota.

Kemiringan tubuh main dam bagian hilir (n)

$$n = VK \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} \quad (4.30)$$

$$VK = \sqrt{\frac{\beta \cdot f \cdot dm (\gamma_{pas} - \gamma_w) \cos \alpha}{\gamma_w}} \quad (4.31)$$

Dimana :

n = Kemiringan main dam bagian hilir

VK = Kecepatan kritis teoritis (m/det)

H = Tinggi main dam (12,5 m)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/det)

$$\beta = \frac{2g}{k} = \frac{2 \cdot 9,8}{1,457} = 13,45 \text{ det/m}$$

k = Koefisien tekanan positif dan negative, dimana berdasarkan kondisi di Indonesia nilai  $k = 1,457$

f = Koefisien hauska (0,3)

dm = Diameter batu yang dianggap merusak bangunan (0,5 m)

$\gamma_{pas}$  = Berat jenis material (2,2 t/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{w+s}$  = Berat jenis air + sedimen (1,2 t/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  = Sudut yang dibentuk antar garis horizontal dengan garis kemiringan dasar sungai yang baru.

Perhitungan :

$$\begin{aligned}\alpha &= \arctan I_0 \\ &= \arctan 0,0756 \\ &= 0,922\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}VK &= \sqrt{\frac{13,45 \cdot 0,305(2,2 - 1,2)0,922}{1,2}} \\ &= 1,24 \text{ m/det}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= 1,24 \text{ m/det} \cdot \sqrt{\frac{2}{9,8 \cdot 12,5}} \\ &= 0,16 \approx 0,2\end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya,  $n$  yang digunakan adalah sebesar  $= 0,2$

Jadi kemiringan main dam bagian hilir adalah  $1 : 0,2$

#### 4.3.1.10 Kemiringan tubuh main dam bagian hulu (m)

$$\begin{aligned}(1+\alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta]m - \\ (1+3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0\end{aligned}$$

Dimana :

$$\alpha = \frac{h_3}{H}$$

$h_3$  = Tinggi air pada mercu peluap (1,9 m)

$H$  = Tinggi main dam (12,5 m)

$$\gamma = \frac{\gamma_{pas}}{\gamma_{w+s}}$$

$\gamma_{pas}$  = Berat volume pasangan (2,2 t/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{w+s}$  = Berat volume air + sedimen (1,2 t/m<sup>3</sup>)



$$\beta = \frac{b_{min}}{H}$$

$b_{min}$  = Tebal mercu peluap main dam (1,5m)

$H$  = Tinggi main dam (12,5 m)

$n$  = Kemiringan tubuh main dam bagian hilir  
(0,2)

$m$  = Kemiringan tubuh main dam bagian hulu

Perhitungan :

$$\alpha = \frac{h^3}{H} = \frac{1,3}{17,3} = 0,075$$

$$\gamma = \frac{\gamma_{pas}}{\gamma_{w+s}} = \frac{2,2}{1,2} = 2,508$$

$$\beta = \frac{b_{min}}{H} = \frac{1,5}{17,3} = 0,086$$

$$(1+0,09)m^2 + [2(0,2 + 0,11)+0,2(4.0,09+2,5)+2.0,09.0,11]m - (1+3.0,09)+0,09.0,11(4.0,2+0,11) + 2,5(3.0,2.0,11+0,11^2+0,2^2) = 0$$

Dari perhitungan diatas di peroleh persamaan sebagai berikut :

$$1,09 m^2 + 0,725 m - 1,412 = 0$$

Dengan rumus a-b-c, sehingga m dapat dihitung sebagai berikut :

$$m_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (4.25)$$

$$= \frac{-0,725 \pm \sqrt{0,725^2 - 4 \cdot 1,09 \cdot 1,412}}{2 \cdot 1,09}$$

$$m_1 = \frac{-0,725+2,37}{2,18} = 0,75$$

$$m_2 = \frac{-0,725-2,37}{2,18} = -1,45$$

Untuk menentukan kemiringan tubuh Main Dam bagian hulu diambil yang terbesar dari rumus abc tersebut, yaitu sebesar= 0,75

Jadi kemiringan tubuh Main Dam pada bagian hulu = 1 : 0,75

#### **4.3.1.11 Penentuan lubang drainase (Drain Hole)**

Dalam perencanaan Check Dam ini direncanakan drain hole berbentuk segi empat sebanyak 5 unit.

### **4.3.2 Perencanaan Apron**

#### **4.3.2.1 Penentuan tebal apron**

Tebal Apron diperhitungkan dengan mempertimbangkan material yang ada dalam aliran air dan gaya yang ditimbulkan oleh jatuhnya debris pada lantai di hilir Main Dam.

Untuk menentukan tebal apron dapat digunakan rumus:

$$t = C(0,6H_1 + 3h_3 - 1) \quad (4.32)$$

$$H_1 = H - t \quad (4.33)$$

Dimana :

t = Tebal lantai (m)

C = angka koefisien (0,1 – 0,2)

H = tinggi main dam (12,5 m)

H<sub>1</sub> = Tinggi mercu main dam dari muka lantai permukaan batuan (m)

h<sub>3</sub> = Tinggi air diatas mercu main dam (1,9 m)

Perhitungan :

$$t = C(0,6H_1 + 3h_3 - 1)$$

$$t = 0,1(0,6 (12,5 - t) + 3.1,9 - 1)$$

$$t = 0,1(7,5 - 0,6t + 4,7)$$

$$t = 0,75 - 0,06t + 0,47)$$

$$t = 1,32 - 0,06t$$

$$t = 1,6 \text{ m}$$

maka tebal apron tanpa bantalan adalah 1,6 m

$$t = C(0,6H_1 + 3h_3 - 1)$$

$$t = 0,2(0,6 (12,5 - t) + 3.1,9 - 1)$$

$$t = 0,2(7,5 - 0,6t + 4,7)$$

$$t = 1,5 - 0,12t + 0,94)$$

$$t = 2,44 - 0,12t$$

$$t = 2,18 \text{ m}$$

maka tebal apron dengan bantalan adalah 2,18 m

#### 4.3.2.2 Panjang Apron

Persamaan yang dapat dilakukan untuk merencanakan panjang apron adalah sebagai berikut:

$$L = Lw + X + b_{min} \quad (4.34)$$

- Panjang Terjunan air ( $Lw$ )

Untuk menghitung panjang terjunan air menggunakan rumus

:

$$Lw = Vo \left[ \frac{2(H_1 + \frac{1}{2}h_3)^{\frac{1}{2}}}{g} \right] \quad (4.35)$$

Dimana :

$Lw$  = Panjang terjunan (m)

$Vo$  = Kecepatan air diatas pelimpah main dam

$h_3$  = Tinggi air diatas mercu main dam

$H_1$  = Tinggi mercu main dam dari muka lantai apron atau permukaan batuan.

$g$  = Percepatan gravitasi.

Perhitungan :

$$q_0 = \frac{Q_{Debris}}{b \text{ rata-rata}} = \frac{80,58 \text{ m}^3/\text{det}}{16,9 \text{ m}} = 4,76 \text{ m}^2/\text{det}$$

$$v_0 = \frac{q_0}{h_3} = \frac{4,76 \text{ m}^2}{1,9 \text{ m}} = 2,50 \text{ m/det}$$

Maka :

$$L_w = 2,5 \left[ \frac{2(11,35 + \frac{1}{2}1,9)^2}{9,8} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$L_w = 3,80 \text{ m}$$

- Panjang loncatan air (X)

Untuk mencari panjang loncatan air menggunakan rumus :

$$X = \beta \cdot h_j \quad (4.36)$$

Perhitungan :

$$V_I = \sqrt{2g(H_1 + h_3 + k_0 - H_1 - k_1)} \quad (4.37)$$

$$q_0 = \frac{Q_{Debris}}{b \text{ rata-rata}} = \frac{80,58 \text{ m}^3/\text{det}}{16,9 \text{ m}} = 4,76 \text{ m}^2/\text{det}$$

$$v_0 = \frac{q_0}{h_3} = \frac{4,76 \text{ m}^2}{1,9 \text{ m}} = 2,50 \text{ m/det}$$

$$K_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{2,5^2}{19,6} = 0,31 \text{ m}$$

$$K_I = \frac{v_1^2}{2g}$$

Maka :

$$V_I = \sqrt{19,6(11,35 + 1,9 + 0,31 - h_1 - \frac{v_1^2}{2g})}$$

$$V_I = \frac{q_0}{h_1} = \frac{4,56}{h_1}$$

$$\frac{4,56}{h_1} = \sqrt{19,6(11,35 + 1,9 + 0,31 - h_1 - \frac{v_1^2}{2g})}$$

$$\frac{4,56^2}{h_1^2} = 19,6(11,35 + 1,9 + 0,31 - h_1 - \frac{v_1^2}{2g})$$

$$\frac{20,793}{h_1^2} = 19,6(13,56 - h_1 - \frac{v_1^2}{19,6})$$

$$\frac{20,793}{h_1^2} \times \frac{1}{19,6} = 13,56 - h_1 - \frac{v_1^2}{19,6}$$

$$1,060 = 13,56 h_1^2 - h_1^3 - \frac{v_1^2 \cdot h_1^2}{19,6}$$

$$1,060 = 13,56 h_1^2 - h_1^3 - \frac{\left[\frac{4,56}{h_1}\right]^2 \cdot h_1^2}{19,6}$$

$$1,060 = 13,56 h_1^2 - h_1^3 - \frac{4,56^2}{19,6}$$

$$1,060 = 13,56 h_1^2 - h_1^3 - 1,060$$

$$h_1^3 - 13,56 h_1^2 - 2,12 = 0$$

Trial and error :

$$h_1 = 0,41$$

$$0,41^3 - 13,56 \cdot 0,41^2 - 2,12 = 0$$

didapatkan  $h_1$  sebesar 0,41 m, Dari permukaan apron. Maka dengan  $h_1 = 0,41$  m, Maka besar  $k_1$  juga dapat diketahui sbb:

$$k_1 = \frac{V_1^2}{2g} \quad (4.38)$$

$$V_1 = \frac{q_0}{h_1} = \frac{4,76}{0,41} = 11,60 \text{ m/det}$$

$$k_1 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{11,60^2}{19,6} = 6,86 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = \frac{11,60}{\sqrt{9,8 \cdot 0,41}} = 5,8$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad (4.39)$$

$$h_j = \frac{0,41}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 5,8^2} - 1) = 3,36 \text{ m}$$

$$X = \beta \cdot h_j$$

$$X = 4,5 \cdot 3,36 = 15,12 \text{ m}$$

Dimana :

$X$  = Panjang loncatan air (m)

$\beta$  = Koefisien (4,5 ~ 5,0)

$h_1$  = Tinggi dari permukaan lantai atau permukaan batuan dasar sampai muka air diatas mercu sub dam (m)

$V_1$  = Kecepatan terjunan air pada titik jatuhnya terjunan (11,12 m/det)

$q_1$  = Debit per meter lebar pada jatuhnya terjunan (4,76 m<sup>2</sup>/det)

$h_1$  = Tinggi air pada titik jatuhnya terjunan (0,41m)

Fr = Angka Froude dari aliran pada titik jatuhnya terjunan.

Sehingga :

$$L = Lw + X + b_{min}$$

$$L = 3,80 + 15,12 + 1,5 = 20,42 \text{ m}$$

### 4.3.3 Perencanaan Sub dam

Untuk mencegah bahaya gerusan serta menegah ikut mengalirnya butiran butiran tanah halus, maka perlu dibangun kolam olakan apron dan sub dam perencanaan sub dam meliputi :

#### 4.3.3.1 Perencanaan lebar mercu peluap sub dam

Aliran yang melalui overflow atau peluap main dam secara langsung jatuh bebas kearah hilir main dam, dimana disitu terdapat apron dan sub dam yang berfungsi untuk menstabilkan aliran. Aliran yang telah distabilkan tersebut akan melalui peluap sub - dam. Pada pekerjaan Check dam ini lebar peluap sub dam diambil sama dengan lebar main dam yaitu

$$B_1 \text{ maindam} = B_1 \text{ subdam} = 15 \text{ m.}$$

$$B_2 \text{ maindam} = B_2 \text{ subdam} = 18,8 \text{ m.}$$

#### 4.3.3.2 Perencanaan tebal mercu peluap Sub dam.

Seperti halnya pada Main Dam. Perencanaan tebal mercu peluap pada sub dam, direncanakan sama dengan tebal mercu peluap main dam, yaitu

$$B_{\min} \text{ main dam} = 1,5 \text{ m}$$

#### 4.3.3.3 Perencanaan kemiringan tubuh sub dam

- *Kemiringan tubuh bagian hilir*

Kemiringan tubuh bagian hilir pada sub dam direncanakan sama dengan kemiringan hilir tubuh main dam yaitu sebesar **1 : 0,2**

- *Kemiringan tubuh bagian hulu*

Kemiringan tubuh bagian hilir pada sub dam sama dengan kemiringan hulu tubuh maindam yaitu sebesar

$$1 : 0,75$$

#### 4.3.3.4 Perencanaan letak sub dam

Berdasarkan panjang apron yang diperoleh, maka sub dam terletak di hilir main dam sejauh **20,42 m**

#### 4.3.3.5 Analisa gerusan local scouring terhadap sub dam

Kedalaman pondasi sub dam akan menentukan keamanan dari pengaruh adanya scouring yang akan terjadi, juga memberikan kestabilan terhadap kedudukan Main dam.

Untuk menentukan kedalaman scouring yang akan terjadi digunakan rumus Dr. Fusithani :

$$T = \frac{0,663}{D_m^{0,2}} (q \cdot V_2 - 0,00224 \cdot D_m^{1,63})^{0,42}$$

Dimana :

T = Kedalaman scouring (m)

$D_m$  = Diameter rata – rata material  
(30mm)

$V_2$  = Kecepatan air diatas pelimpah Sub  
Dam (m/dt)



Maka :

$$q_0 = \frac{Q_{Debris}}{b \text{ rata-rata}} = \frac{80,58 \text{ m}^3/\text{det}}{16,9 \text{ m}} = 4,76 \text{ m}^2/\text{det}$$

$$A = \frac{1}{2} (15 + 18,8) \cdot 1,9 = 32,11 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{80,58}{32,11} = 2,5 \text{ m/det}$$

$$T = \frac{0,663}{30^{0,2}} (4,56 \times 2,5 - 0,00224 \cdot 30^{1,63})^{0,42}$$

$$T = 0,89 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan di atas maka besarnya Scouring sedalam 0,89 m, untuk memberi keamanan bagi kedudukan Sub Dam terhadap bahaya Scouring yang akan terjadi.

Sedangkan untuk menentukan tinggi Sub Dam menggunakan rumus sebagai berikut :

#### 4.3.3.6 Penentuan Tinggi Sub Dam

Tinggi Sub Dam ( $H_2$ ) di peroleh melalui persamaan

$$H'' = H_2 + t + T$$

$$H_2 = \frac{1}{3} \approx \frac{1}{4} \cdot H_{Main \text{ Dam}}$$

Dimana :

$H''$  = Tinggi total sub dam (m)

$t$  = Tebal lantai olakan (1,15 m)

$T$  = Kedalaman penetrasi sub dam

$H_2$  = Tinggi efektif sub dam

Perhitungan :

$$H_2 = \frac{1}{3} \approx \frac{1}{4} \cdot H_{Main \text{ Dam}}$$

$$H_2 = \frac{1}{4} \times 12,5 = 3,125 \text{ m}$$

*Jadi,*

$$H'' = 3,125 \text{ m} + 1,15 \text{ m} + 0,89 \text{ m}$$

$$H'' = 5,2 \text{ m}$$

Maka tinggi total Sub Dam ialah 5,2 m

### **Penentuan tinggi air pada pelimpah Sub Dam**

Tinggi muka air pada pelimpah sub dam ( $h_2$ ) dapat diperoleh dengan persamaan:

$$h_2 = h_j + t - H_2$$

keterangan :

$h_2$  = Tinggi muka air pelimpah sub dam (m)

$t$  = Tebal lantai olakan (1,15 m)

$h_j$  = tinggi muka air dari permukaan apron sampai di atas pelimpah sub dam (3,02 m)

$H_2$  = Tinggi efektif main dam

Perhitungan:

$$h_2 = 3,02 + 1,15 - 3,125$$

$$h_2 = 1,105 \text{ m}$$

Jadi tinggi muka air pada pelimpah sub dam adalah 1,105 m

### **4.3.3.7 Penentuan tinggi air pada hilir sub dam**

Perhitungan untuk menentukan tinggi muka air pada bagian hilir sub dam memperhatikan kemiringan dasar sungai dan debit yang melimpas dari mercu peluap sub dam serta semua factor-faktor yang mempengaruhi ada tidaknya loncatan setelah limpasan dari mercu sub dam. Tentunya perhitungan tersebut didasarkan pada asumsi bahwa keadaan air banjir dengan cara membuat Rating Curve tiap meter elevasi sampai tercapai debit debris yaitu  $80,58 \text{ m}^3/\text{det}$ .

#### 4.3.4 Analisa Rating Curve

Rumus debit :

$$Q = V \cdot A$$

Dengan rumus Manning untuk menghitung kecepatan aliran:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

Dengan menggunakan rumus luas penampang basah

$$A = \frac{x_1 \times x_2}{2}$$

Keterangan:

Q = Debit (m<sup>3</sup>/det)

V = Kecepatan Aliran (m/det)

$$R = \frac{A}{P} \text{ (m)}$$

$$P = x_1 + x_2$$

x = Panjang sisi kiri atau kanan dasar sungai (m)

I = Kemiringan rata – rata dasar sungai (0.1023)

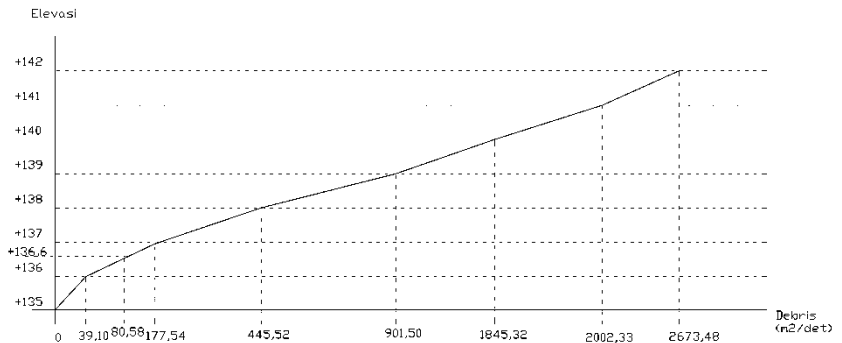
n = Koefisien Kutter & Manning (0,025 kondisi dinding sungai adalah tanah batuan dan tetumbuhan)

P = Keliling penampang basah sungai (m)

Tabel 4.17 Perhitungan Debit Rating Curve tepat pada Main Dam

no. h	elv	A (m <sup>2</sup> )	I sedimen	n	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q (m <sup>3</sup> /det)
h1	136	5.2	0.0756	0.025	9.2	0.565	7.519	39.10
h2	137	15.8	0.0756	0.025	15.3	1.033	11.237	177.54
h3	138	31.5	0.0756	0.025	21.6	1.458	14.144	445.52
h4	139	50.4	0.0756	0.025	24.3	2.074	17.887	901.50
h5	140	93.6	0.0756	0.025	39	2.400	19.715	1845.3
h6	141	99.4	0.0756	0.025	40.1	2.479	20.144	2002.3
h7	142	121.8	0.0756	0.025	43.2	2.819	21.950	2673.4

### Rating Curve tepat pada Main Dam



Tabel 4.17 Perhitungan Debit Rating Curve tepat pada Sub Dam

no.h	elv	A (m <sup>2</sup> )	I sedimen	n	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q (m <sup>3</sup> /det)
h1	135,5	5.8	0.0756	0.025	10.2	0.569	7.549	43.78
h2	136,5	17.8	0.0756	0.025	16.8	1.060	11.430	203.4
h3	137,5	33.9	0.0756	0.025	21.4	1.584	14.946	506.6
h4	138,5	53.4	0.0756	0.025	25.6	2.086	17.955	958.8
h5	139,5	78.6	0.0756	0.025	34	2.312	19.229	1511
h6	140,5	109.4	0.0756	0.025	41	2.668	21.158	2314
h7	141,5	126.4	0.0756	0.025	44.2	2.860	22.158	2800

## Rating Curve tepat pada Sub Dam



$$\text{Misal } V = \frac{1}{0,025} \left( \frac{5,8}{10,2} \right)^{2/3} (0,0756)^{1/2}$$

$$V = 7,549 \text{ m/det}$$

$$A = \frac{6,8m \times 3,4m}{2}$$

$$A = 5,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Jadi } Q = 7,549 \text{ m/det} \times 5,8 \text{ m}^2 = 43,78 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari rating curve dapat ditentukan bahwa tinggi muka air pada hilir sub dam tidak melebihi debit rencana sebesar 80,58 m³/det adalah pada elevasi +134,69.

### 4.3.4 Kontrol Stabilitas Check Dam

Untuk merencanakan konstruksi check dam terdapat beberapa gaya yang harus diperhitungkan, akan tetapi gaya tersebut ditinjau menurut dua faktor, yaitu:

- Kondisi muka air normal setinggi mercu
- Kondisi muka air banjir melebihi mercu

Sedangkan gaya-gaya yang perlu ditinjau adalah gaya akibat:

- Berat sendiri
- Tekanan hidrostatik
- Tekanan sedimen
- Tekanan ke atas / uplift
- Tekanan gempa

Syarat kestabilan adalah ketahanan terhadap:

- Gaya guling
- Gaya geser
- Gaya turun
- Retakan

Dengan diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 4.18 Berat Jenis Material

No.	Jenis Material	$\gamma$ (berat Jenis)
1.	Beton	2,35 t/m <sup>3</sup>
2.	Pasangan Batu	2,20 t/m <sup>3</sup>
3.	Sedimen	1,80 t/m <sup>3</sup>
4.	Sedimen+air	1,20 t/m <sup>3</sup>
5.	Air	1,00 t/m <sup>3</sup>

(Sumber: Dirjend PU Pengairan, Volcanic Sabo Technical Centre, Tabel 6, Hal:13)

Tabel 4.19 Harga Umum dari Sudut geser Internal Kondisi Drained untuk Pasir dan Lanau

Tipe Tanah	$\phi$
Pasir Butiran Padat	
Regang lepas	27-30
Menengah	30-35
Padat	35-38
Pasir Butiran Bersudut	
Regang/lepas	30-35
Menengah	35-40
Padat	40-45
Kerikil Bercampur pasir	34-48
Lanau	26-35

(Sumber: *Mekanika Tanah, Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis, jilid 2, Braja M.Das, hal: 5*)

Sedangkan berat jenis tanah diambil dari rata – rata sampel tanah dari data SPT pada proyek terdekat,

$$\gamma_t = 1,5 \text{ t/m}^3$$

(Lampiran Data Laboratorium Tanah Teknik Sipil ITS, SPT Bore log sta.IV Wonorejo)

Berdasarkan data SPT dan Tabel 4.10, maka dapat ditentukan  $K_a$  sebagai berikut:

$$\phi_{\text{tanah}} = 30^\circ \approx K_a \text{ tanah} = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$= 0,33$$

$$K_p \text{ tanah} = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$= 3$$

$$\begin{aligned}\varphi_{\text{sedimen}} &= 35^\circ \approx K_a \text{ sedimen} = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \\ &= 0,27\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_p \text{ sedimen} &= \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \\ &= 3,69\end{aligned}$$

$$\varphi_{\text{air}} = 45^\circ \approx K_a \text{ air} = 1, K_p \text{ air} = 1$$

#### 4.3.4.1 Daya Dukung Tanah.

$$\varphi_{\text{tanah}} = 30^\circ$$

$$N_c = 35$$

$$N_q = 22$$

$$N_\gamma = 22$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + \left\{ \frac{e}{(1+e)} \right\} \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{(1+w_c)} = \frac{1,5}{59,05} = 0,025$$

$$\begin{aligned}e &= \left( G_s \frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right) - 1 \\ &= \left( 2,4 \frac{1}{0,025} \right) - 1 \\ &= 95\end{aligned}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + \left\{ \frac{e}{(1+e)} \right\} \cdot \gamma_w$$

$$= 0,025 + \frac{95}{96} \cdot 1 = 1,015 \text{ t/m}^3$$



Perhitungan Daya Dukung Tanah :

$$Q_{ult} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma t \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q = \gamma t \cdot (D_f - D) + \gamma' \cdot D$$

$$q = 1.5 \cdot (2.5 - 0.5) + 0.015 \cdot 0.5$$

$$q = 3.01 \text{ t/m}^3$$

Dimana :

C = Kohesi (0,1)

D<sub>f</sub> = Kedalaman pondasi (2,5 m)

D = Kedalaman muka air tanah sampai dengan dasar pondasi (2,5 – 2 = 0,5 m)

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.015 - 1 = 0.015 \text{ t/m}^3$$

B = Lebar pondasi Main Dam (13,375 m)

Maka :

$$Q_{ult} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma t \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$Q_{ult} = 1.3 \cdot 0.107 \cdot 35 + 3.01 \cdot 22 + 0.4 \cdot 1.5 \cdot 13.375 \cdot 20$$

$$Q_{ult} = 4.868 + 66.22 + 160.5$$

$$Q_{ult} = 231.59 \text{ t/m}^3$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

FK = Safety Factor (Faktor keamanan) 2 s/d 3

$$Q_{ijin} = \frac{231.59}{2.5} = 92.6 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.3.4.2 Perhitungan stabilitas Main Dam pada keadaan muka normal.

- Tekanan Uplift

$$U_x = \left( H_x - \frac{\Sigma L_x}{\Sigma L} \cdot \Delta h \right) \gamma_w$$

Dimana :

$U_x$  = Tekanan uplift pada titik yang di tinjau (ton)

$H_x$  = Jarak antar muka air up stream dan titik yang ditinjau

$\Sigma L_x$  = Panjang garis Creep line sampai titik yang di Tinjau (m)

$\Sigma L$  = Panjang garis creep line (m)

$\Delta h$  = Beda tinggi elevasi garis energi pada muka air up stream pada Main Dam dan muka air down stream pada Sub Dam

$\gamma_w$  = Berat volume air (1 t/m)

$$U_B = \left[ 12,5 - \frac{3,12}{20,82} \cdot 11,35 \right] \cdot 1$$

$$= 10,8 \text{ ton/m}^2$$

$$U_C = \left[ 12,5 - \frac{3,12+4,45}{20,82} \cdot 11,35 \right] \cdot 1$$

$$= 8,37 \text{ ton/m}^2$$

$$U_1 = \frac{1}{2} (U_B - U_C) \cdot B_{\text{main dam}} \cdot 1m$$

$$U_1 = \frac{1}{2} (10,8 - 8,37) \cdot 13,375 \cdot 1m$$

$$U_1 = 16,25 \text{ ton/m}^2$$

$$U_2 = U_C \cdot B_{\text{main dam}} \cdot 1m$$

$$U_2 = 8,37 \cdot 13,375 \cdot 1m$$

$$U_2 = 111,94 \text{ ton/m}^2$$

Tabel 4.20 Perhitungan gaya dan momen Main Dam terhadap muka air normal

Uraian	Notasi	P (ton)	Arah	Lengan (m)	Momen (t.m)	M.Guling (t.m)	M.Tahan (t.m)
Berat sendiri	G1	146,48	↓	7,125	1043,67		1043,67
	G2	46,87	↓	3,25	152,33		152,33
	G3	39,06	↓	1,6	48,83		48,83
Berat Air	W1	58,6	↓	10,25	600,65		
	W2	58,6	↓	4,17	244,36	244,362	
Berat Sedimen	Ps1	45	↓	9	405		405
	Ps2	22,5	↓	12,44	279,9		279,9
	Ps3	45	↓	5,83	262,35	262,35	
	Ps4	28,125	→	1,25	35,16	35,16	
Tekanan Tanah	Pt1	3,51	↓	12,75	44,75		44,75
	Pt3	3,51	→	0,83	2,91	2,91	
Uplift	U1	33,43	↑	6,69	223,65	223,65	
	U2	16,71	↑	8,91	148,89	148,89	
Gempa	K1	17,57	→	4,17	73,27	73,27	
	K2	5,62	→	6,25	35,13	35,13	
	K3	5,85	→	4,17	24,39	24,39	
	ΣV	311,88				1050,10	1974,48
	ΣH	26,67				ΣMx	ΣMy

a) Kestabilan terhadap guling

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma M_{tahan}}{\Sigma M_{guling}} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$\text{Maka : } \frac{1974,48}{1050,10} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$1,88 > 1,5 \text{ s/d } 2$$

(Bangunan stabil terhadap guling)

b) Kestabilan terhadap geser

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1,3$$

f = koefisien geser

$$f = \text{tg } \varphi = \text{tg } 30^\circ = 0,57$$

Maka :

$$\frac{311,88}{26,67} \cdot 0,57 \geq 1,3$$

6,67 > 1,3 (Bangunan stabil)

c) Kestabilan terhadap turun

Syarat :

$$\delta'_t = \frac{\Sigma V}{B \cdot 1m'} \pm \frac{\Sigma H \cdot y - \Sigma V (\frac{1}{2} B - x)}{\frac{1}{6} B^2 \cdot 1m'} \leq \delta_t$$

$$y = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma H} = \frac{1050,10}{26,67} = 39,37$$

$$x = \frac{\Sigma My}{\Sigma V} = \frac{1974,48}{311,88} = 6,33$$

Maka :

$$\delta'_t = \frac{311,88}{13,375 \cdot 1m'} \pm \frac{26,67 \cdot 39,37 - 311,88 (\frac{1}{2} \cdot 13,375 - 6,33)}{\frac{1}{6} \cdot 13,375^2 \cdot 1m'} \leq \delta_t$$

$$\delta'_t 1 = 25,34 \text{ t/m}^2 < Q \text{ ijin} = 92,6 \text{ t/m}^2$$

(memenuhi syarat ijin)

$$\delta'_t 2 = 4,36 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ (stabil terhadap turun)}$$

d) Kestabilan terhadap retak

Secara analisis :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\frac{a-x}{y} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\Sigma V (\alpha - x) = \Sigma H \cdot y$$

$$\Sigma V \cdot \alpha - \Sigma H \cdot x = \Sigma H \cdot y$$

$$\alpha = \frac{\Sigma H \cdot y + \Sigma H \cdot x}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \frac{26,67 \cdot 39,37 + 26,67 \cdot 6,33}{311,88} = 4,90$$

$$4,45 < \alpha < 8,91 \text{ m}$$

(Bangunan stabil terhadap retak)

#### 4.3.4.3 Perhitungan stabilitas Main Dam pada saat muka air banjir.

- Tekanan Uplift

$$U_x = \left( H_x - \frac{\Sigma L_x}{\Sigma L} \cdot \Delta h \right) \gamma_w$$

Dimana :

$U_x$  = Tekanan uplift pada titik yang di tinjau (ton)

$H_x$  = Jarak antar muka air up stream dan titik yang di tinjau

$\Sigma L_x$  = Panjang garis Creep line sampai titik yang di Tinjau (m)

$\Sigma L$  = Panjang garis creep line (m)

$\Delta h$  = Beda tinggi elevasi garis energi pada muka air up stream pada Main Dam dan muka air down stream pada Sub Dam

$\gamma_w$  = Berat volume air (1 t/m)

$$U_B = \left[ 12,5 - \frac{3,12}{20,82} \cdot 6,83 \right] \cdot 1$$

$$= 11,477 \text{ ton/m}^2$$

$$U_C = \left[ 12,5 - \frac{3,12+4,45}{20,82} \cdot 6,83 \right] \cdot 1$$

$$= 10,02 \text{ ton/m}^2$$

$$U_1 = \frac{1}{2} (U_B - U_C) \cdot B_{main \text{ dam}} \cdot 1m$$

$$U_1 = \frac{1}{2} (11,477 - 10,02) \cdot 13,375 \cdot 1m$$

$$U_1 = 9,74 \text{ ton/m}^2$$

$$U_2 = U_C \cdot B_{main \text{ dam}} \cdot 1m$$

$$U_2 = 10,02 \cdot 13,375 \cdot 1m$$

$$U_2 = 134,01 \text{ ton/m}^2$$

Tabel 4.21 Perhitungan gaya dan momen Main Dam terhadap muka air banjir

Uraian	Notasi	P (ton)	Arah	Lengan (m)	Momen (t.m)	M.Guling (t.m)	M.Tahan (t.m)
Berat sendiri	G1	146,48	↓	7	1043,67		1043,67
	G2	46,87	↓	3,25	152,33		152,33
	G3	39,06	↓	1,25	48,83		48,83
Berat Air	W1	1,9	↓	3,25	6,18		6,18
	W2	0,95	↓	3,25	3,09		3,09
	W3	17,81	↓	8,69	154,72		154,72
	W4	58,6	↓	8,69	509,09		509,09
	W5	17,81	↓	6,25	111,33	111,33	
	W6	58,6	↓	4,17	244,19	244,19	
	W7	0,8	↓	1,88	1,5		1,5
	W8	7,32	↓	0,83	6,08		6,08
	W9	2,7	←	2,5	6,75	6,75	
Berat Sedimen	Ps1	45	↓	9	405		405
	Ps2	22,5	↓	12,44	279,9		279,9
	Ps3	45	→	5,83	262,35	262,35	
Tekanan Tanah	Pt1	3,51	↓	12,75	44,75		44,75
	Pt2	28,13	→	1,25	35,16	35,16	
	Pt3	3,51	→	0,83	2,91	2,91	
Uplift	U1	33,43	↑	6,69	223,65	223,65	
	U2	16,71	↑	8,91	148,89	148,89	
Gempa	K1	17,57	→	4,17	73,27	73,27	
	K2	5,62	→	6,25	35,13	35,13	
	K3	5,85	→	4,17	24,39	24,39	
	ΣV	340,66				1288,00	2635,13
	ΣH	175,88				ΣMx	ΣMy

a) Kestabilan terhadap guling

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma M_{\text{tahan}}}{\Sigma M_{\text{guling}}} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$\text{Maka : } \frac{2635,13}{1288,00} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$2 > 1,5 \text{ s/d } 2$  (Bangunan stabil)

b) Kestabilan terhadap geser

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1,3$$

$f$  = koefisien geser

$$f = \tan \phi = \tan 30^\circ = 0,70$$

Maka :

$$\frac{340,66}{175,88} \cdot 0,70 \geq 1,3$$

$1,35 > 1,3$  (Bangunan stabil)

c) Kestabilan terhadap turun

Syarat :

$$\delta'_t = \frac{\Sigma V}{B \cdot 1m'} \pm \frac{\Sigma H \cdot y - \Sigma V (\frac{1}{2} B - x)}{\frac{1}{6} B^2 \cdot 1m'} \leq \delta_t$$

$$y = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma H} = \frac{1288}{175,88} = 7,32$$

$$x = \frac{\Sigma My}{\Sigma V} = \frac{2635,13}{340,66} = 7,73$$

Maka :

$$\delta'_t = \frac{340,66}{13,375 \cdot 1m'} \pm \frac{175,88 \cdot 7,32 - 340,66 (\frac{1}{2} \cdot 13,375 - 7,73)}{\frac{1}{6} \cdot 13,375^2 \cdot 1m'} \leq \delta_t$$

$$\delta'_t 1 = 80,57 \text{ t/m}^2 < Q \text{ ijin} = 92,6 \text{ t/m}^2$$

(memenuhi syarat ijin)

$$\delta'_t 2 = 29,62 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ (stabil terhadap turun)}$$

d) Kestabilan terhadap retak

$$\tan \alpha = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$



$$\frac{a-x}{y} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\Sigma V (\alpha - x) = \Sigma H \cdot y$$

$$\Sigma V \cdot \alpha - \Sigma H \cdot x = \Sigma H \cdot y$$

$$\alpha = \frac{\Sigma H \cdot y + \Sigma H \cdot x}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \frac{175,88 \cdot 7,32 + 175,88 \cdot 7,73}{340,66} = 7,77$$

$$4,45 < 7,77 < 8,91 \text{ m}$$

(Bangunan stabil tidak retak)

#### 4.3.4.4 Perhitungan stabilitas sub dam pada muka air normal.

Tabel 4.22 Perhitungan gaya dan momen Sub Dam saat muka air normal

Uraian	Notasi	P (ton)	Arah	Lengan (m)	Momen (t.m)	M.Guling (t.m)	M.Tahan (t.m)
Berat sendiri	G1	10,14	↓	3,84	38,94		38,94
	G2	7,8	↓	1,79	13,96		13,96
	G3	2,70	↓	0,693	1,87		1,87
Berat Air	W1	1,38	↓	3,5	4,84		4,84
	W2	1,38	→	2,68	3,70	3,70	
Berat Sedimen	Ps1	1,38	↓	3,5	4,84		4,84
	Ps2	1,38	→	2,68	3,70	3,704	
Tekanan Tanah	Pt1	0,08	↓	0,593	0,05		0,05
	Pt2	0,07	←	0,445	0,031		0,03
Uplift	U1	5,73	↑	1,275	7,31	7,31	
	U2	2,55	↑	0,85	2,17	2,17	
Gempa	K1	1,52	→	4,17	6,34	6,34	
	K2	1,17	→	6,25	7,31	7,31	
	K3	0,41	→	4,17	1,69	1,69	
	ΣV	15,21			Σ	32,23	64,53
	ΣH	5,79					

a) Kestabilan terhadap guling

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma M_{tahan}}{\Sigma M_{guling}} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$\text{Maka : } \frac{32,23}{64,53} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$2 \geq 1,5 \text{ s/d } 2 \text{ (Bangunan stabil terhadap guling)}$$

b) Kestabilan terhadap geser

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1,3$$

f = koefisien geser

$$f = \text{tg } \varphi = \text{tg } 30^\circ = 0,57$$

Maka :

$$\frac{15,21}{5,79} \cdot 0,57 \geq 1,3$$

$$1,5 > 1,3 \text{ (Bangunan stabil terhadap geser)}$$

c) Kestabilan terhadap turun

Syarat :

$$\delta'_t = \frac{\Sigma V}{B \cdot 1m'} \pm \frac{\Sigma H \cdot y - \Sigma V \left(\frac{1}{2} B - x\right)}{\frac{1}{6} B^2 \cdot 1m'} \leq \delta_t$$

$$y = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma H} = \frac{32,23}{5,79} = 5,56$$

$$x = \frac{\Sigma My}{\Sigma V} = \frac{64,53}{15,21} = 4,24$$

Maka :

$$\delta'_t = \frac{15,21}{13,375.1m'} \pm \frac{5,79.5,56 - 15,21(\frac{1}{2}.13,375 - 11,43)}{\frac{1}{6}.13,375^2.1m'} \leq \delta_t$$

$$\delta'_t 1 = 2,36 \text{ t/m}^2 < Q \text{ ijin} = 92,6 \text{ t/m}^2$$

(memenuhi syarat ijin)

$$\delta'_t 2 = 4,62 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ (stabil terhadap turun)}$$

d) Kestabilan terhadap retak

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \\ \frac{a-x}{y} &= \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \end{aligned}$$

$$\Sigma V (\alpha - x) = \Sigma H . y$$

$$\Sigma V . \alpha - \Sigma H . x = \Sigma H . y$$

$$\alpha = \frac{\Sigma H . y + \Sigma H . x}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \frac{5,79.5,56 + 5,79.11,43}{15,21} = 6,46$$

$$4,45 < 4,90 < 8,91 \text{ m}$$

(Bangunan stabil tidak retak)

#### 4.3.4.5 Perhitungan stabilitas Sub Dam pada saat muka air banjir.

Tabel 4.23 Perhitungan gaya dan momen Sub Dam saat muka air banjir

Uraian	Notasi	P (ton)	Arah	Lengan (m)	Momen (t.m)	M.Guling (t.m)	M.Tahan (t.m)
Berat sendiri	G1	10,14	↓	3,84	38,94		38,94
	G2	7,8	↓	1,79	13,96		13,96
	G3	2,70	↓	0,69	1,87		1,87
Berat Air	W1	1,1	↓	1,79	1,97		1,97
	W2	0,28	↓	2,04	0,56		0,56
	W3	1,58	↓	3,26	5,16		5,16
	W4	1,38	↓	3,5	4,84		4,84
	W5	1,58	→	3	4,75	4,75	
	W6	1,38	→	2,68	3,70	3,70	
	W7	0,27	↓	0,69	0,19		0,19
	W8	1,6	↓	0,52	0,83		0,83
	W9	1,11	←	1,9	2,11		2,11
Berat Sedimen	Ps1	45	↓	9	405		405
	Ps2	22,5	→	12,44	279,84	279,84	
Tekanan Tanah	Pt1	3,51	↓	12,75	44,75		44,75
	Pt2	28,13	←	1,25	35,16		35,16
Uplift	U1	33,43	↑	6,69	223,56	223,56	
	U2	16,71	↑	8,91	148,89	148,89	
Gempa	K1	17,57	→	4,17	73,27	73,27	
	K2	5,62	→	6,25	35,13	35,13	
	K3	5,85	→	4,17	24,39	24,39	
ΣV		2,72			Σ	513,69	835,18
ΣH		2,77					

a) Kestabilan terhadap guling

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma M_{tahan}}{\Sigma M_{guling}} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$\text{Maka : } \frac{835,18}{513,69} \geq 1,5 \text{ s/d } 2$$

$$1,6 = 1,5 \text{ s/d } 2 \text{ (Bangunan stabil)}$$

b) Kestabilan terhadap geser

$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1,3$$

f = koefisien geser

$$f = \text{tg } \varphi = \text{tg } 30^\circ = 0,7$$

Maka :

$$\frac{3,72}{2,77} \cdot 0,70 \geq 1,3$$

$$1,34 > 1,3 \text{ (Bangunan stabil terhadap geser)}$$

c) Kestabilan terhadap turun

Syarat :

$$\delta'_t = \frac{\Sigma V}{B \cdot 1m'} \pm \frac{\Sigma H \cdot y - \Sigma V \left( \frac{1}{2} \cdot B - x \right)}{\frac{1}{6} B^2 \cdot 1m'} \leq \delta_t$$

$$y = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma H} = \frac{513,69}{2,77} = 185,44$$

$$x = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma V} = \frac{835,18}{2,72} = 307,05$$

Maka :

$$\delta'_t = \frac{2,72}{13,375.1m'} \pm \frac{2,77.185,44 - 2,72(\frac{1}{2}.13,375 - 307,05)}{\frac{1}{6}.13,375^2.1m'} \leq \delta_t$$

$$\delta'_t 1 = 48,63 \text{ t/m}^2 < (Q \text{ ijin}) 92,6 \text{ t/m}^2$$

(memenuhi syarat ijin)

$$\delta'_t 2 = 44,43 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ (Stabil terhadap turun)}$$

d) Kestabilan terhadap retak

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\frac{a-x}{y} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\Sigma V (\alpha - x) = \Sigma H . y$$

$$\Sigma V . \alpha - \Sigma H . x = \Sigma H . y$$

$$\alpha = \frac{\Sigma H . y + \Sigma H . x}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \frac{2,77.185,44 + 2,77.307,05}{272} = 5,01$$

$$4,45 < 5,01 < 8,91 \text{ m}$$

(Bangunan stabil tidak retak)

#### 4.3.4.6 Perhitungan Uplift pada Apron tepat di titik terjunan air

a) Saat Muka Air Banjir

Perhitungan:

$$U_D = \left( HD \frac{L_{AB} + \frac{\sum L_{BCD}}{3}}{\sum L_{A \rightarrow F}} \Delta H \right) \gamma_w$$

$$L_{AB} = 3,12 \text{ m}$$

$$L_{BC} = 13,375 \text{ m}$$

$$L_{CD} = 1,3 \text{ m}$$

$$L_{DE} = 17,06 \text{ m}$$

$$L_{EF} = 2,98 \text{ m}$$

$$\sum L_{A \rightarrow F} = L_{AB} + \frac{L_{BC}}{3} + \frac{L_{CD}}{3} + \frac{L_{DE}}{3} + L_{EF}$$

$$\begin{aligned} \sum L_{A \rightarrow F} &= 3,12 + \frac{13,375}{3} + \frac{1,3}{3} + \frac{17,06}{3} + 2,98 \\ &= 16,67 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_D &= \left( 14,4 - \frac{3,12 + 4,45 + 0,433}{16,67} 12,8 \right) 1 \\ &= 14,4 - (0,48 \times 12,8) 1 \\ &= (14,4 - 6,15) 1 = 8,25 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tebal apron berdasarkan tekanan uplift saat muka air banjir:

$$\begin{aligned} t &= \frac{U_D - h \cdot \gamma_w}{\gamma_{pas}} \\ t &= \frac{8,25 - 0,4 \times 1}{2,2} = 3,6 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Saat Muka Air Normal Setinggi Mercu

$$U_D = \left( HD \frac{L_{AB} + \frac{\sum L_{BCD}}{3}}{\sum L_{A \rightarrow F}} \Delta H \right) \gamma_w$$

$$U_D = \left( 12,5 - \frac{3,12 + 4,45 + 0,433}{16,67} 10,3 \right) 1$$

$$U_D = (12,5 - 5,1) 1 = 7,4 \text{ t/m}^2$$

Tebal apron berdasarkan tekanan uplift saat muka air normal:

$$t = \frac{U_D}{\gamma_{pas}}$$

$$t = \frac{7,4}{2,2} = 3,3 \text{ m}$$

maka tebal apron yang digunakan adalah setebal 3,3 m dari dasar tanah.



*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB V**

### **KESIMPULAN**

Pada perencanaan Main Dam pada kali Gondang waduk wonorejo, Tulungagung dapat di simpulkan

Qdebris yang digunakan adalah Qlapangan

$$Q_{\text{debris}} = Q_{\text{lapangan}} = 80,58 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari perhitungan dihasilkan dimensi sebagai berikut:

$$B_1 \text{ maindam} = 15 \text{ m}$$

$$B_2 \text{ maindam} = 18,8 \text{ m}$$

$$h_3 \text{ maindam} = 1,9 \text{ m}$$

$$\text{ketinggian Main Dam} = 12,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Main Dam } B = 13,375 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Sub Dam } H_1 = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal apron } t = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang apron } L = 20,42 \text{ m}$$

$$B_1 \text{ subdam} = 15 \text{ m}$$

$$B_2 \text{ subdam} = 18,8 \text{ m}$$

$$h_2 \text{ subdam} = 1,1 \text{ m}$$

$$\text{Tampungan sedimen sebesar } 209412,345 \text{ m}^3$$

Dengan dimensi checkdam ini, kontrol stabilitas terhadap guling, geser, runtuh dan retak adalah stabil, baik pada saat muka air normal maupun saat banjir. Sehingga fungsi checkdam pada sungai Gondang sebagai pengendali sedimen waduk Wonorejo dapat berfungsi secara maksimal.

## DAFTAR PUSTAKA

Subarkah, Iman.1980.”*Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*”.

Idea Dharma, Bandung.

Dirjend PU Pengairan.1983.”*Volcanic Sabo Design*”. Dept PU,

Yogyakarta.

Pudiastuti.2012.”*Struktur Bangunan Air*”.FTSP ITS, Surabaya.

D.Wesley, Laurence.2012.”*Mekanika Tanah untuk Tanah Endapan &*

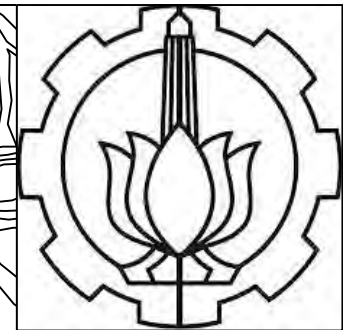
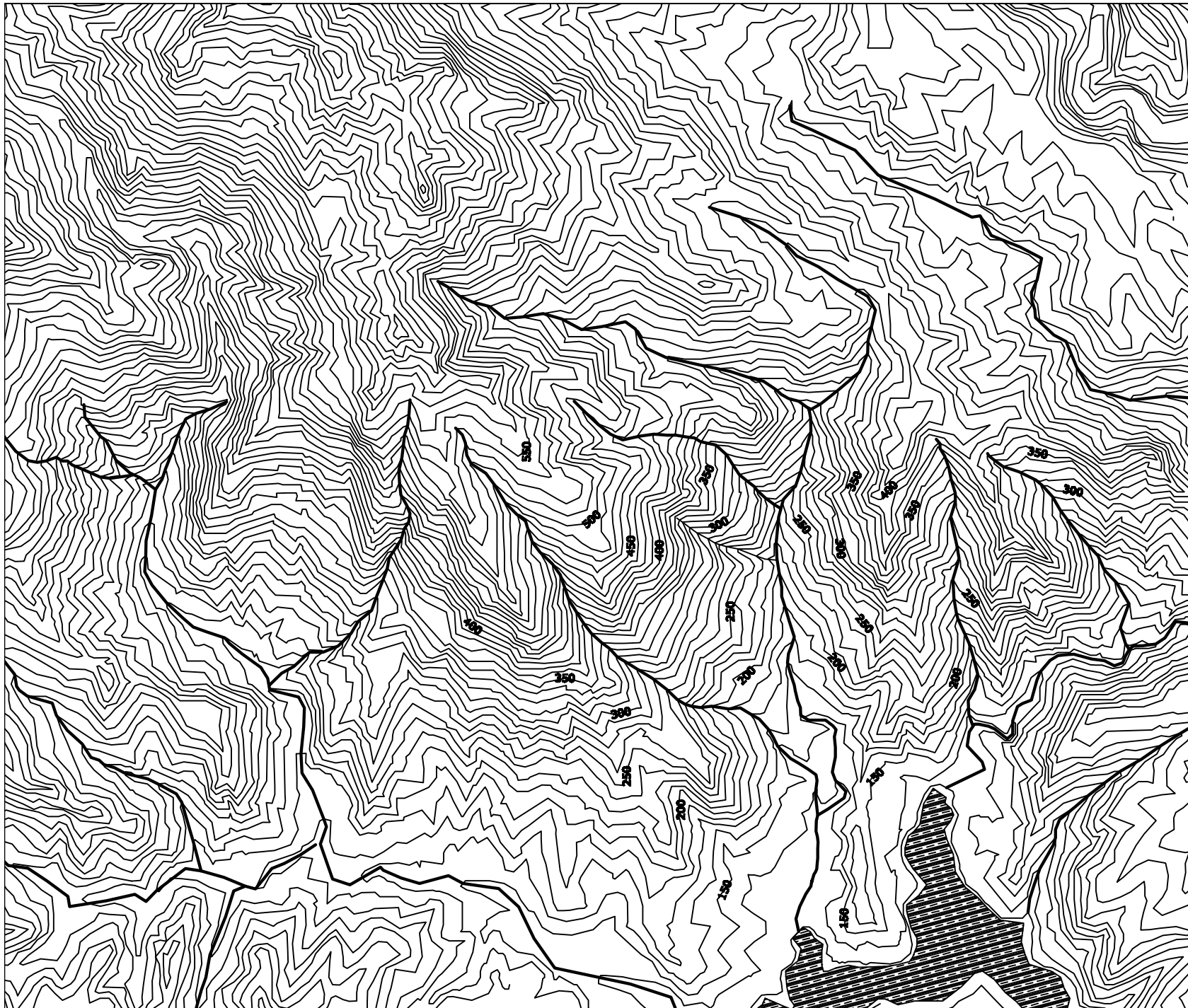
*Residu*”.Andi, Yogyakarta.

Soewarno.1995.”*Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data*

*jilid I*”.Nova, Jakarta.

Yakota,Tomoaki.1988.”*Sabo Works Vol.I*”. Dirjend PU Pengairan,

Yogyakarta



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

1 : 25.000

INTERVAL KONTUR

12,5 METER

JUDUL GAMBAR

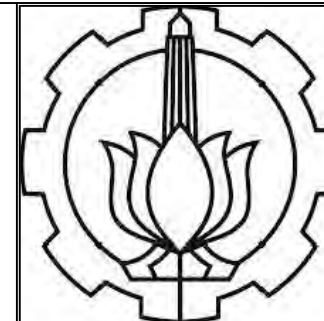
PETA KONTUR

Elevasi

362,5  
350  
337,5  
325  
312,5  
300  
287,5  
275  
262,5  
250  
237,5  
225  
212,5  
200  
187,5  
175  
162,5  
150  
137,5  
125  
112,5

Datum

Patok	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Jarak (m)	6,18	8,8	19,2	18,4	24,2	9,9	14,6	13	15,4	8,11	10,6	15,2	11,8	8,15	12,4	8,7	8,10									



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

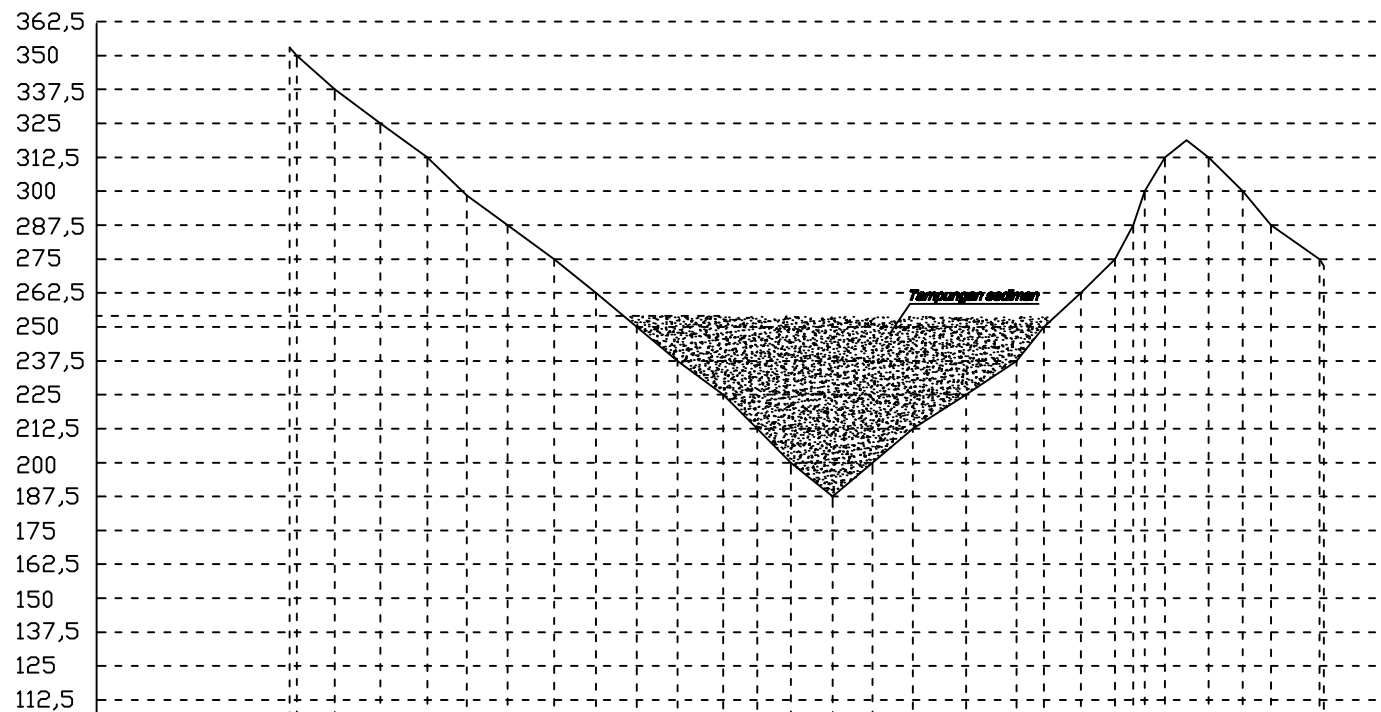
SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. E

Elevasi



Datum

Patok	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Jarak (m)	11	13,4	14,6	12,4	12	13,6	12	12,1	12	13,4	10	9,8	12	11,2	11,5	16	15,78	10	10,5	25	13,2	10	8	14,3	1	



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

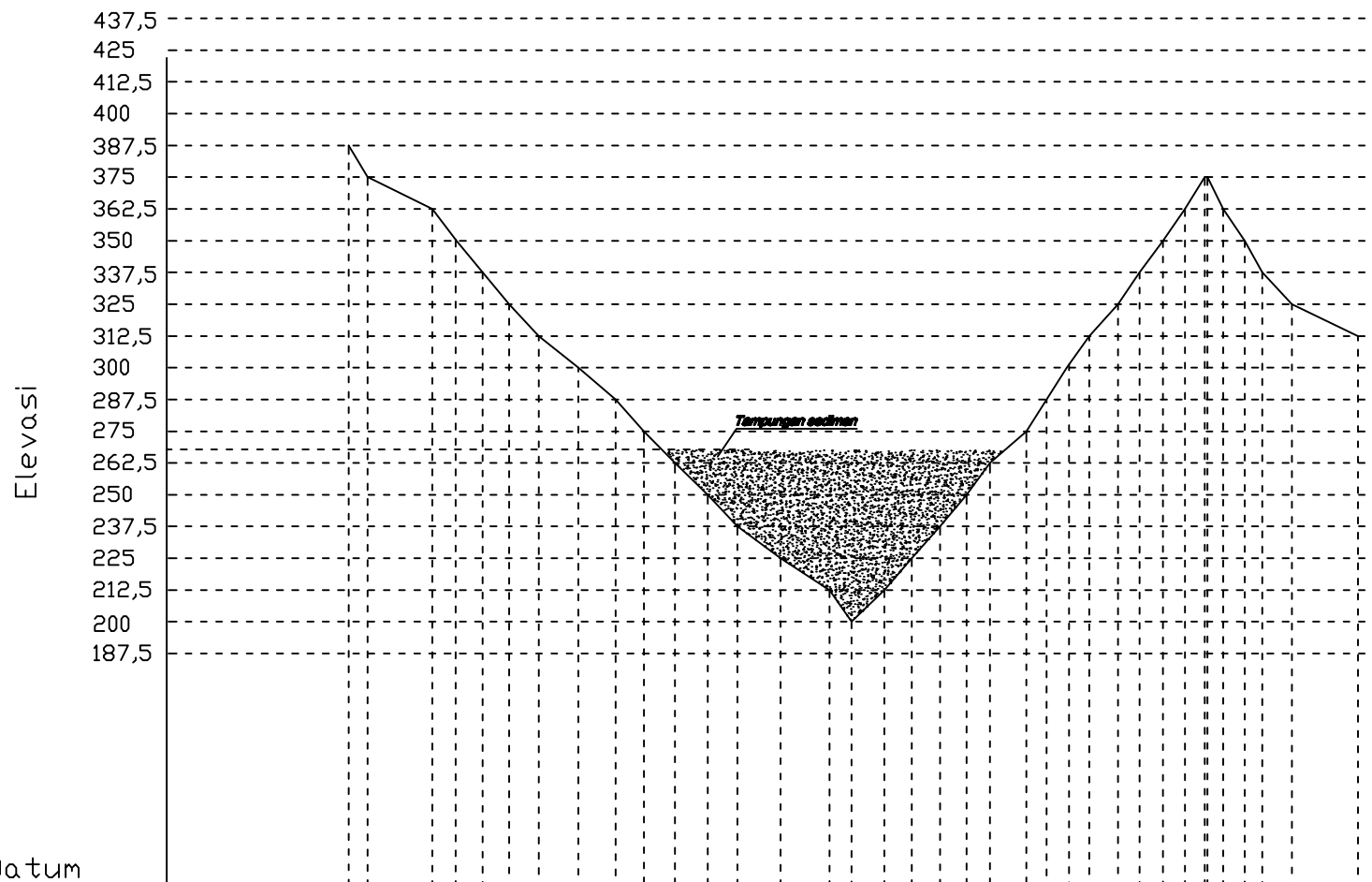
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

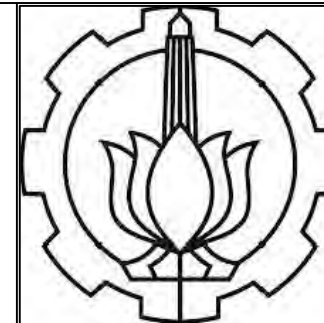
1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. F



Datum	
Patok	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
Jarak (m)	11 13,4 14,6 12,4 12 13,6 12 12,1 12 13,4 10 9,8 12 11,2 11,5 16 15,78 10 10 5 25 18,2 10 8 14,3 12,8



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

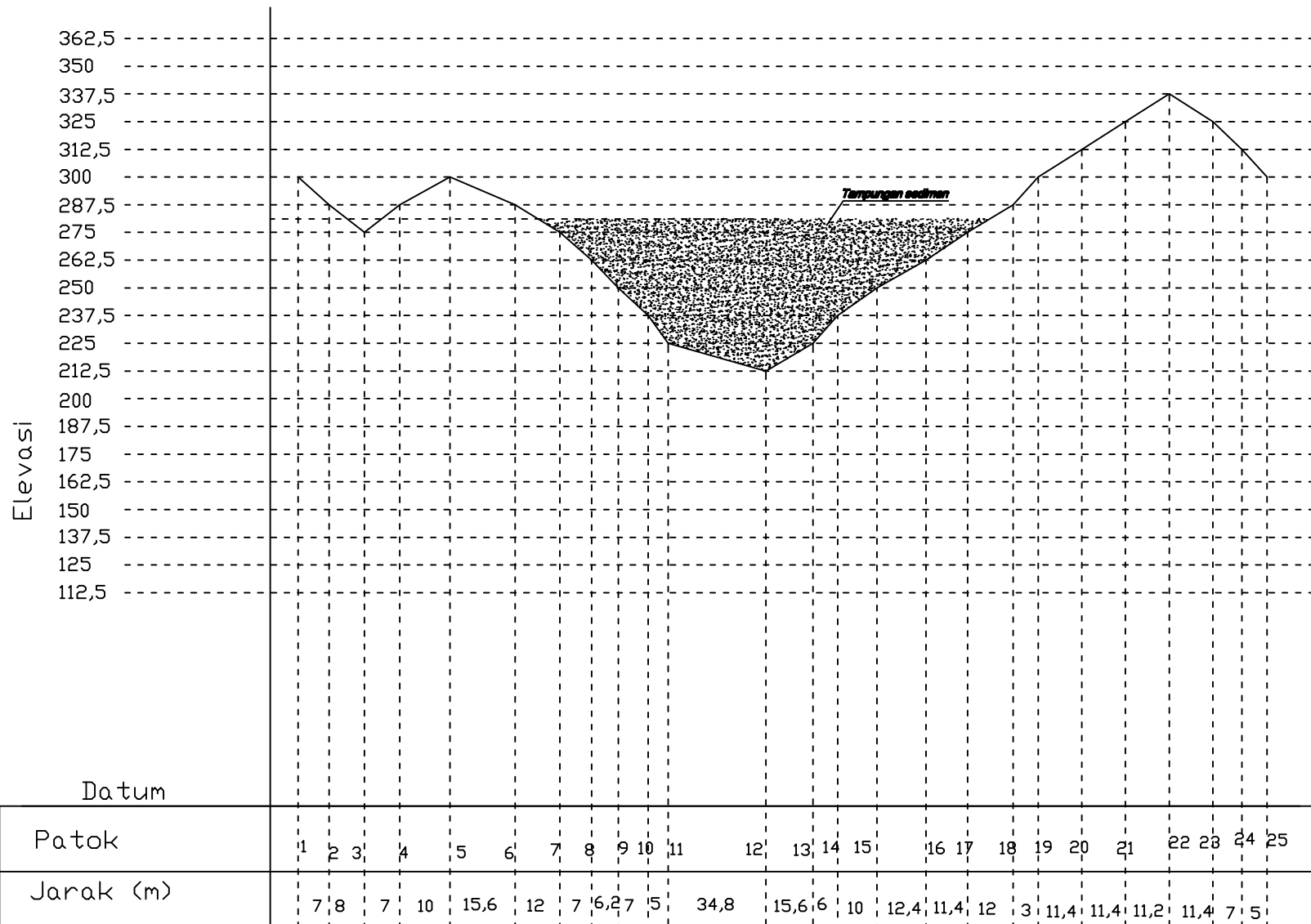
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. G



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

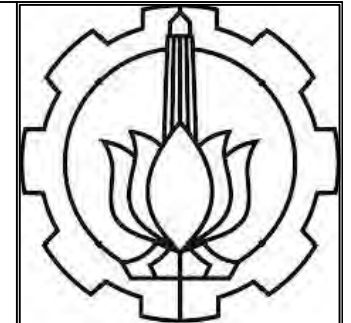
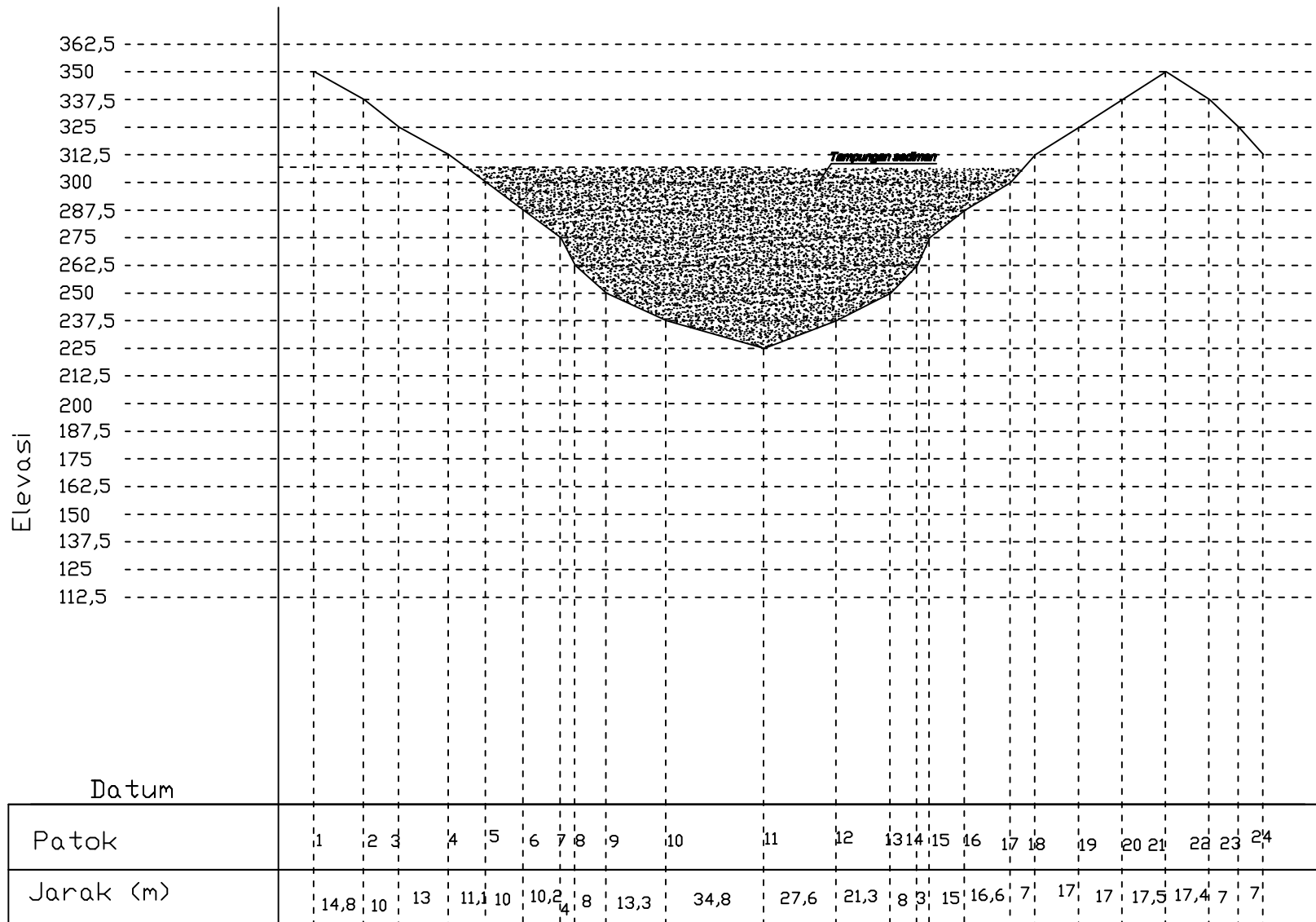
SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. H





INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

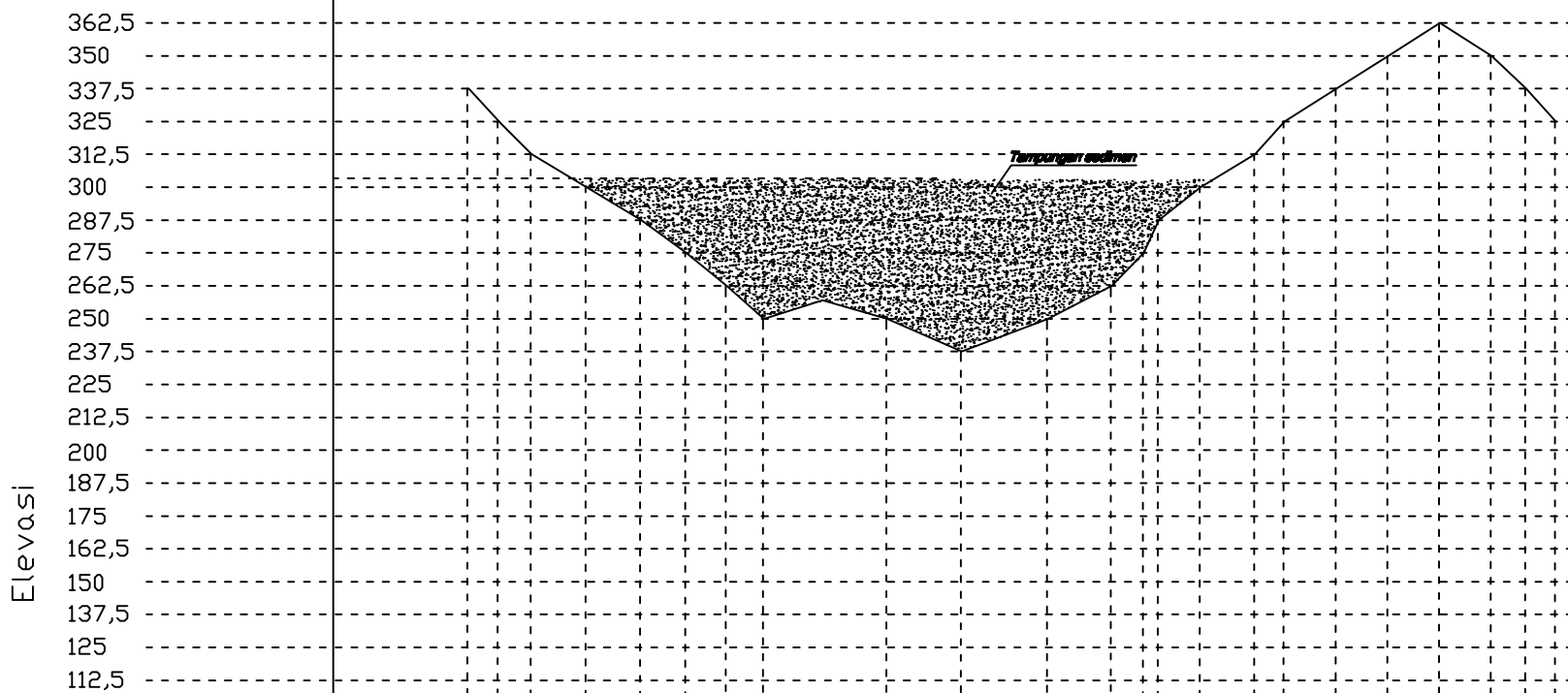
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. I



Datum	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Patok																							
Jarak (m)		6	6	12,1	10,8	8,4	7	6	36,8	22,6	27,2	15,6	6	2	7	10,8	6	10	10,4	10	10,2	6	5



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

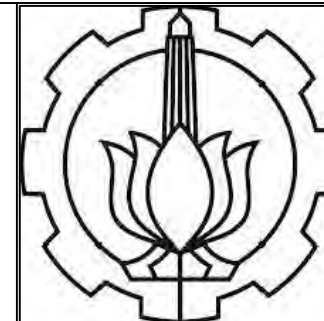
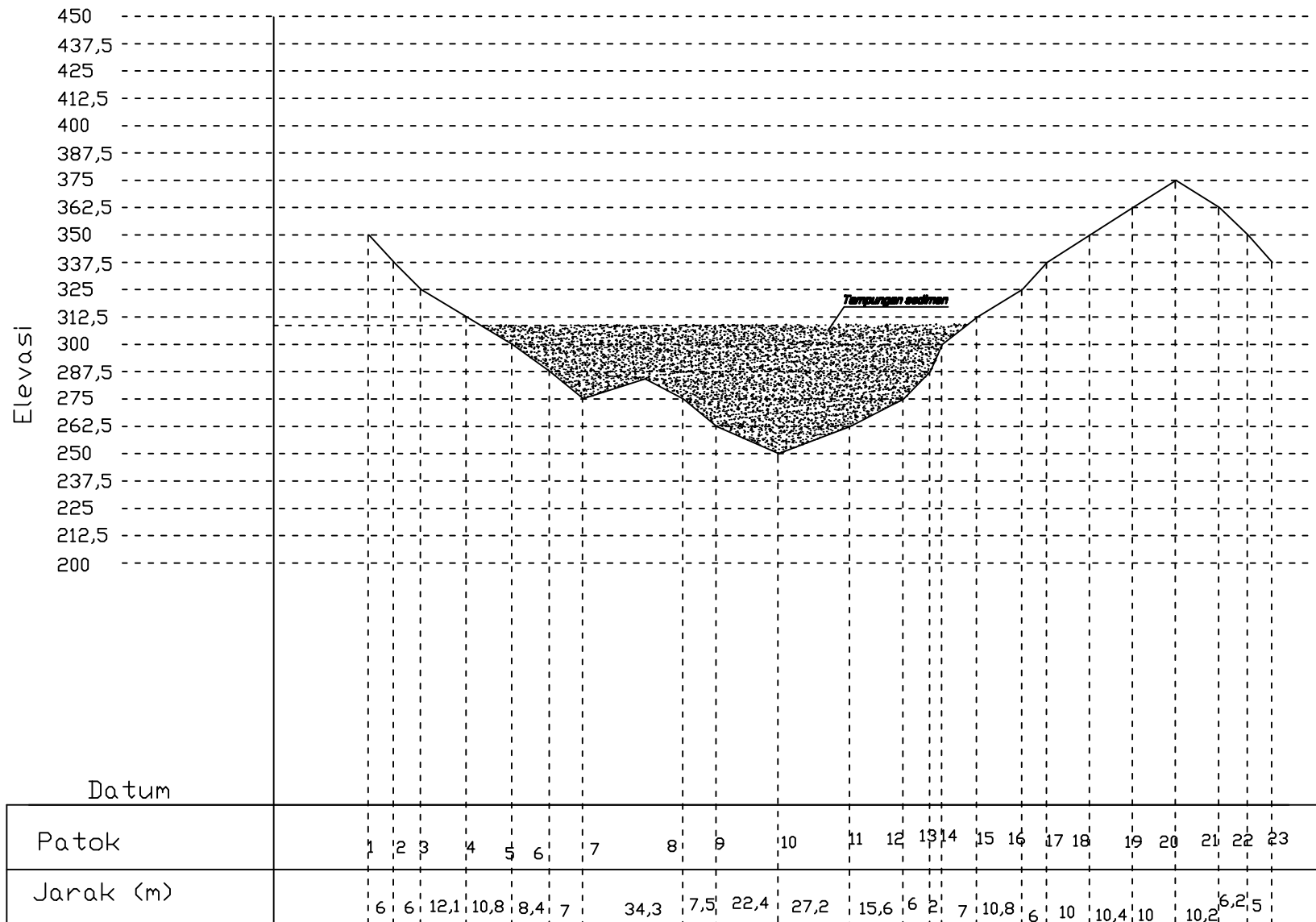
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. J



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

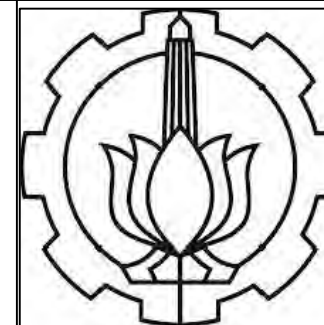
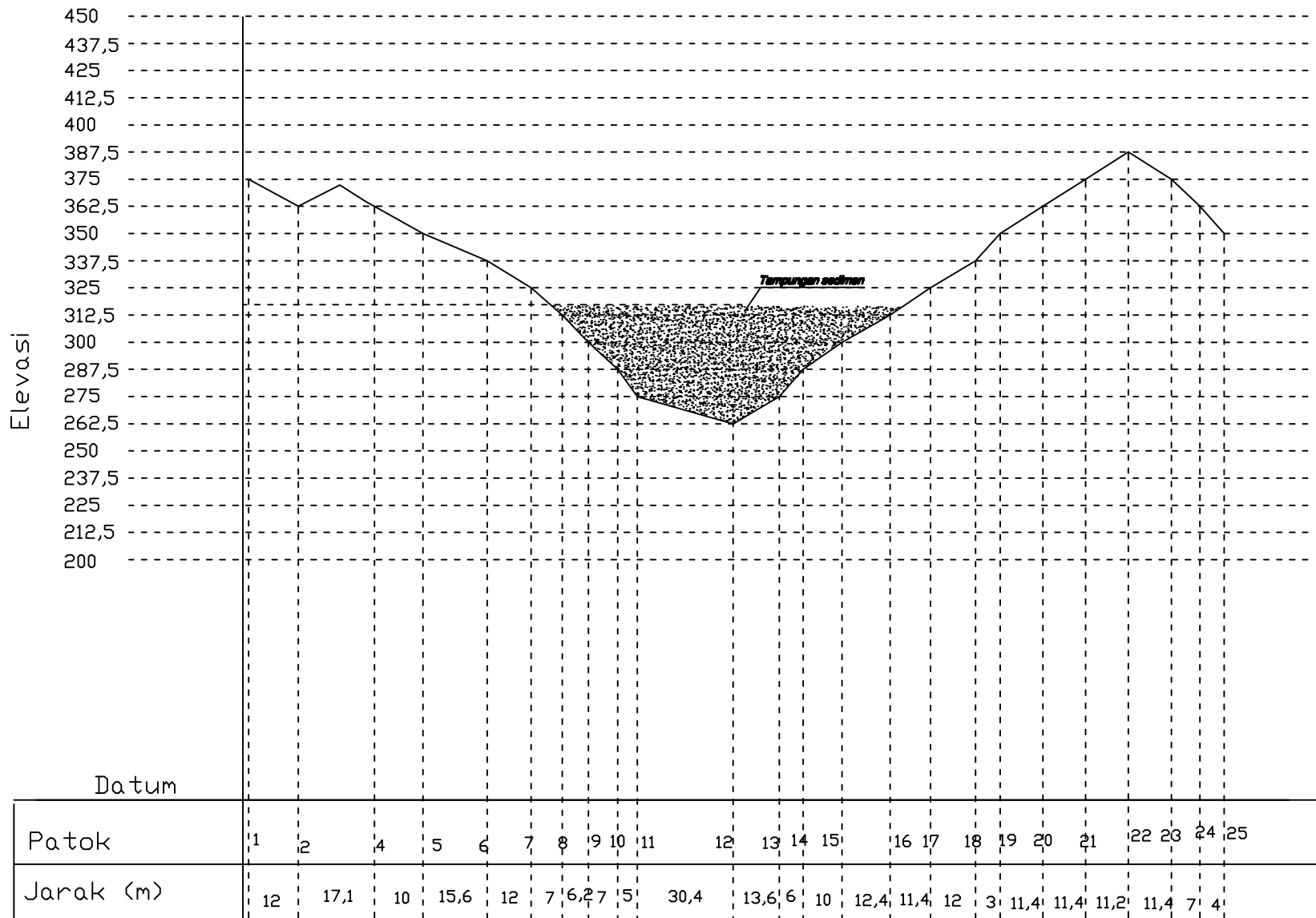
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. K



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

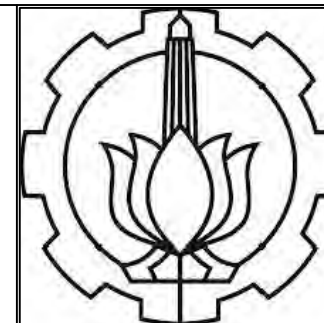
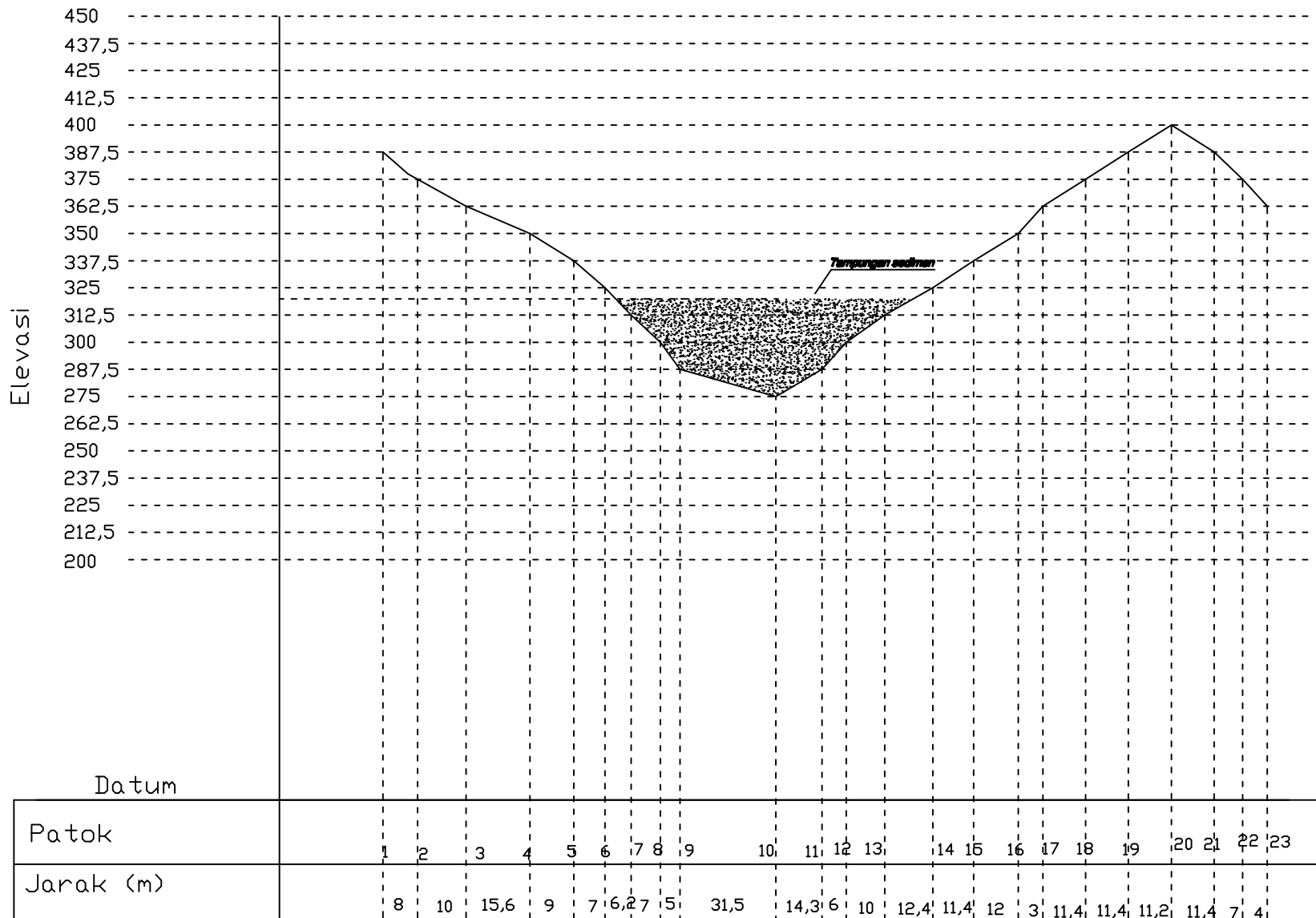
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. L



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

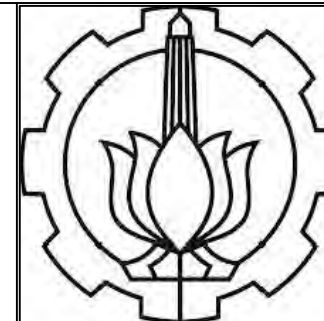
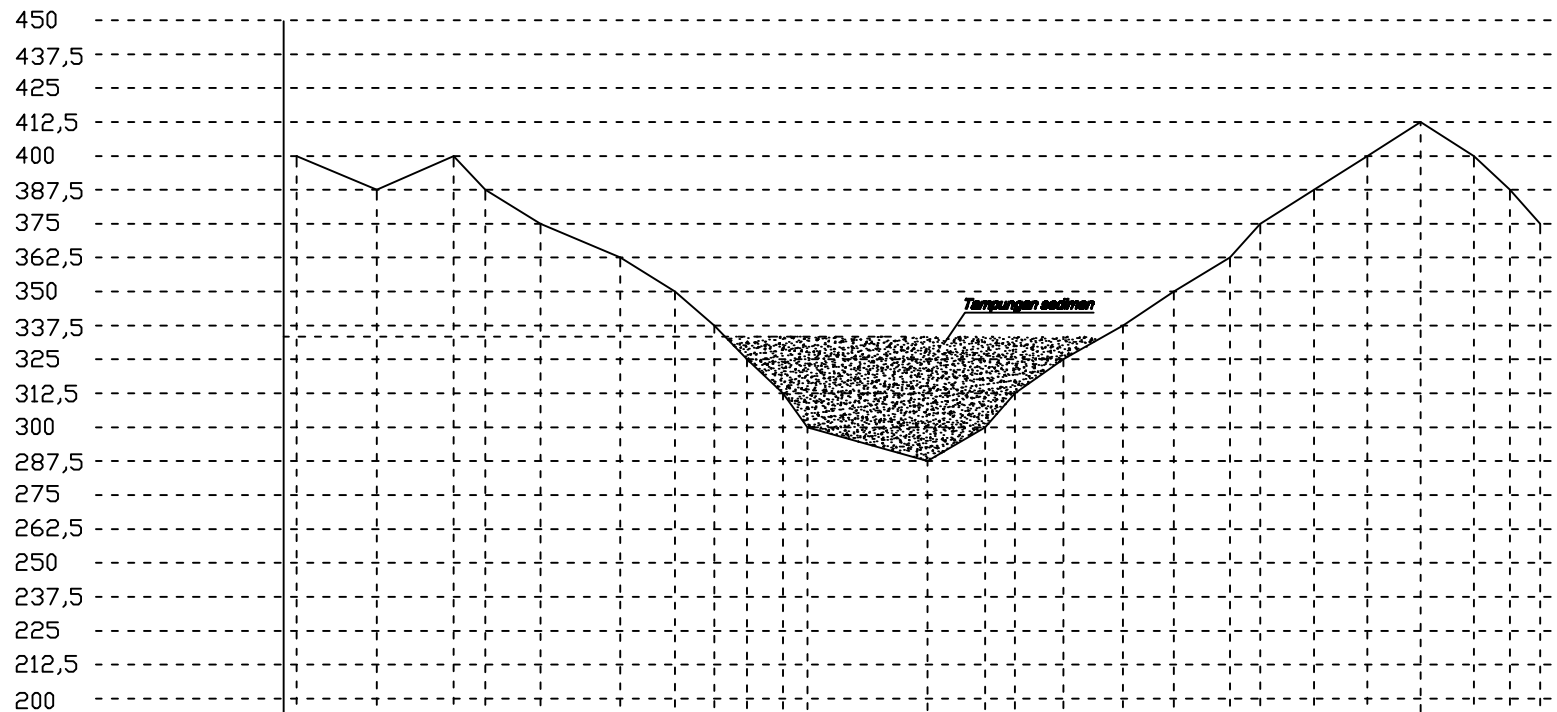
SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. M

Elevasi



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

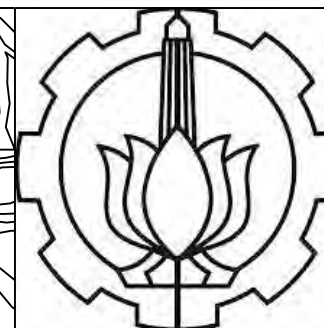
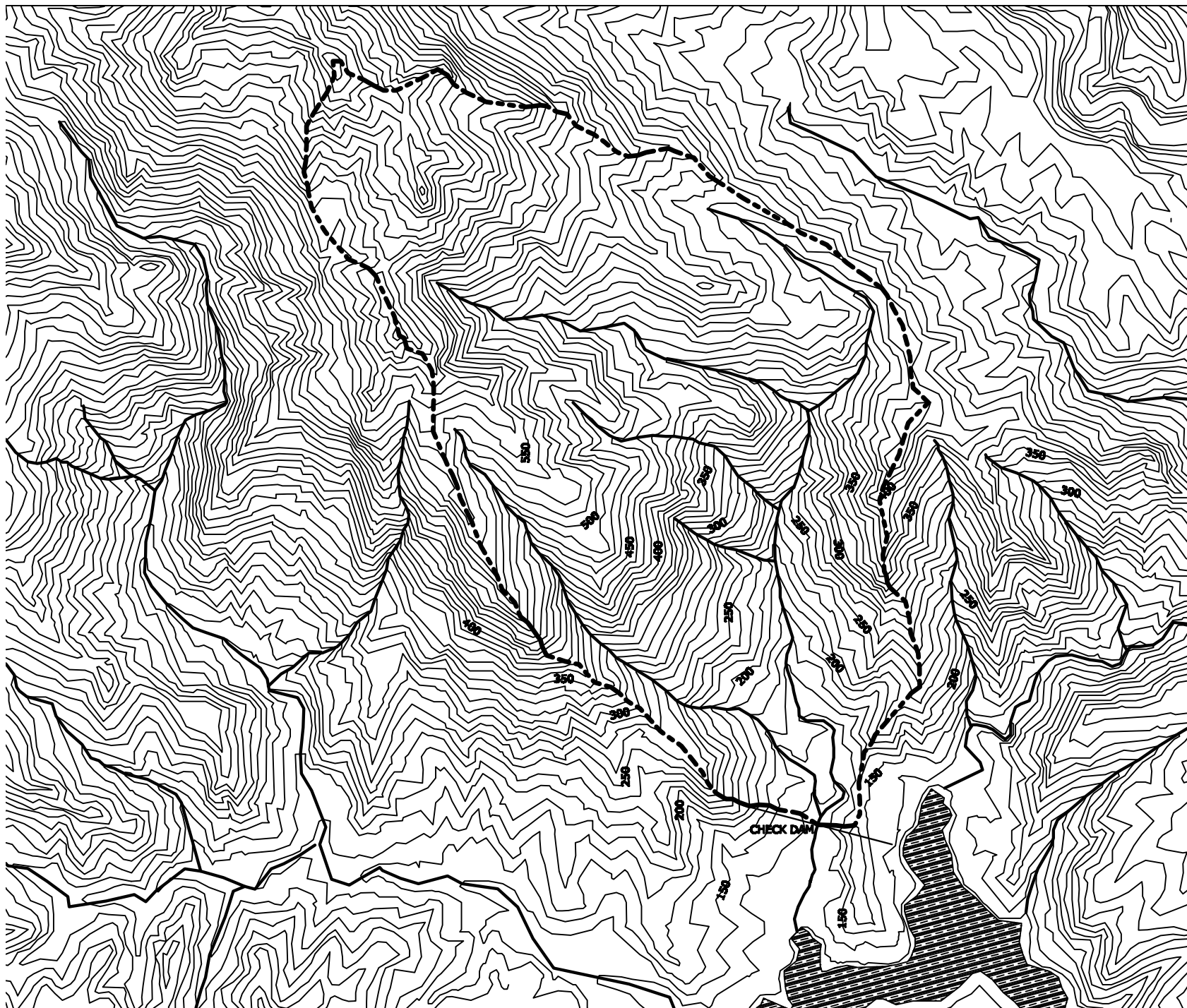
1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. N

Datum

Patok	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Jarak (m)		11,7	8	7	10	15,6	12	7	6,2	7	15	30,6	15,4	6,2	10,5	12,4	11,4	12	3	11,4	11,4	11,2	11,4	7	5



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082

INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

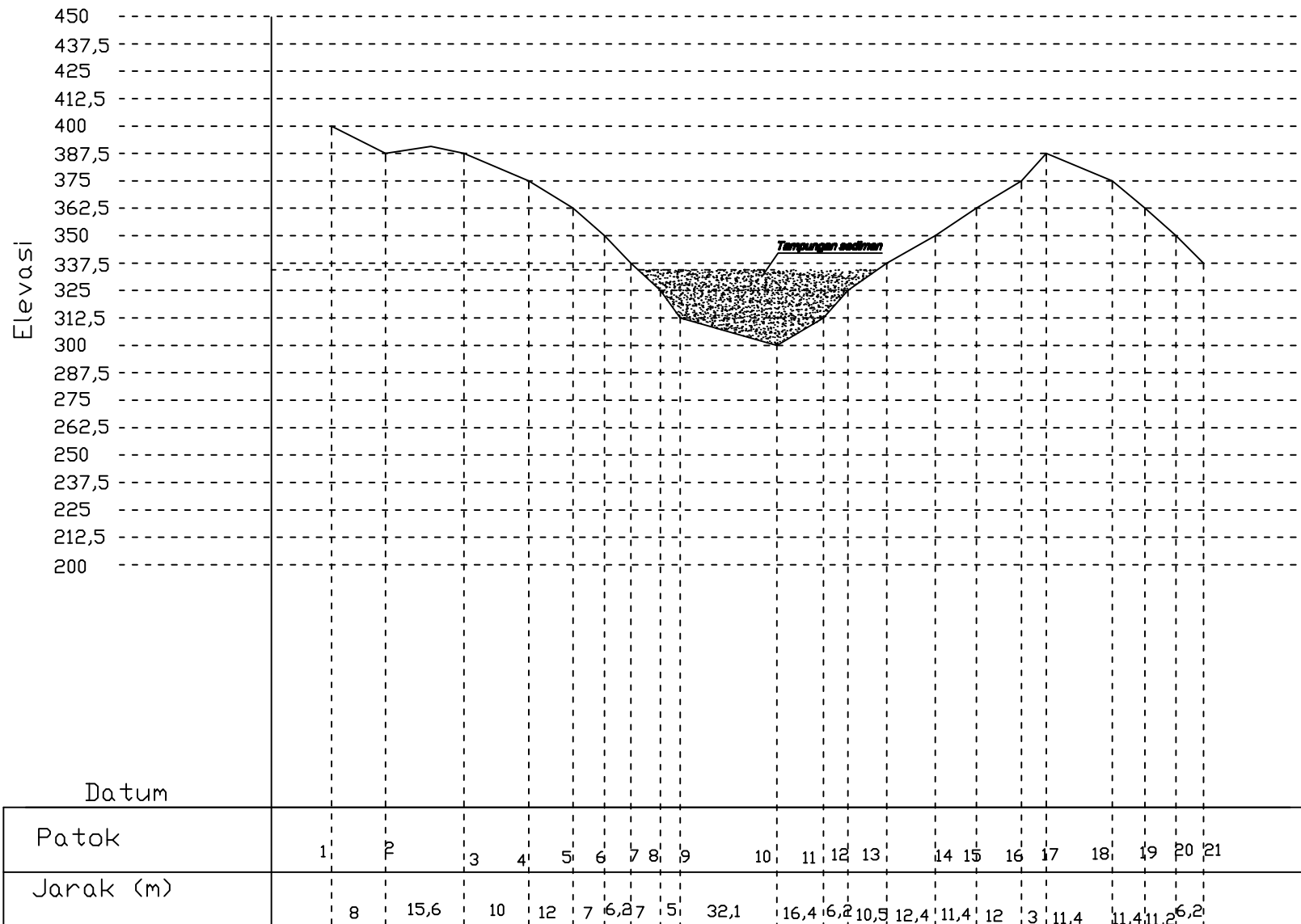
1 : 25.000

INTERVAL KONTUR

12,5 METER

JUDUL GAMBAR

DELINIASI DAS



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

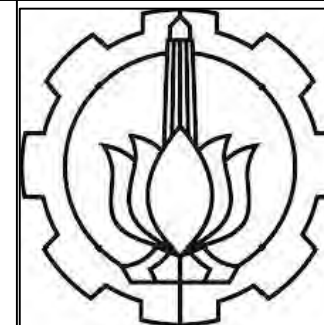
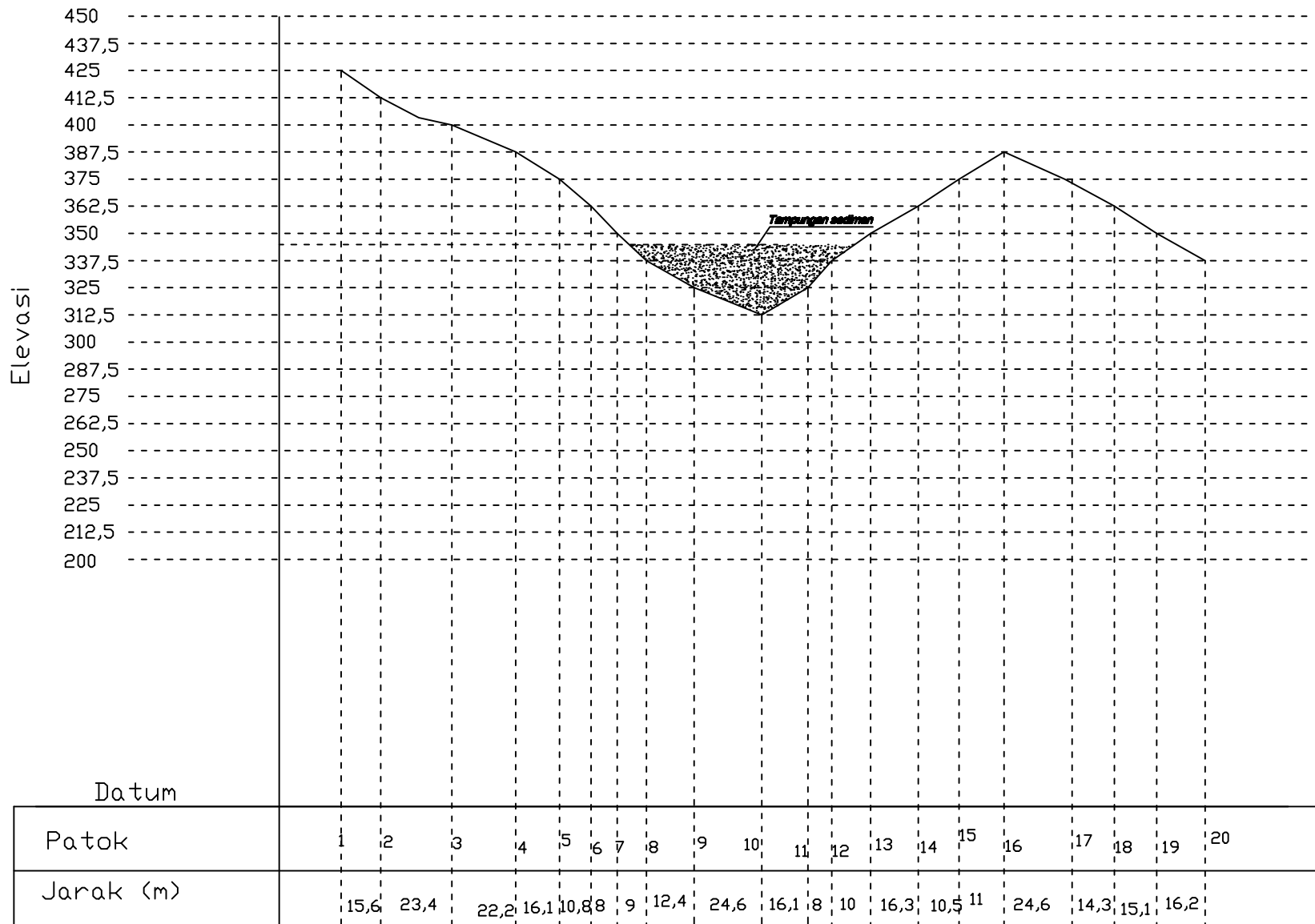
SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. □





INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

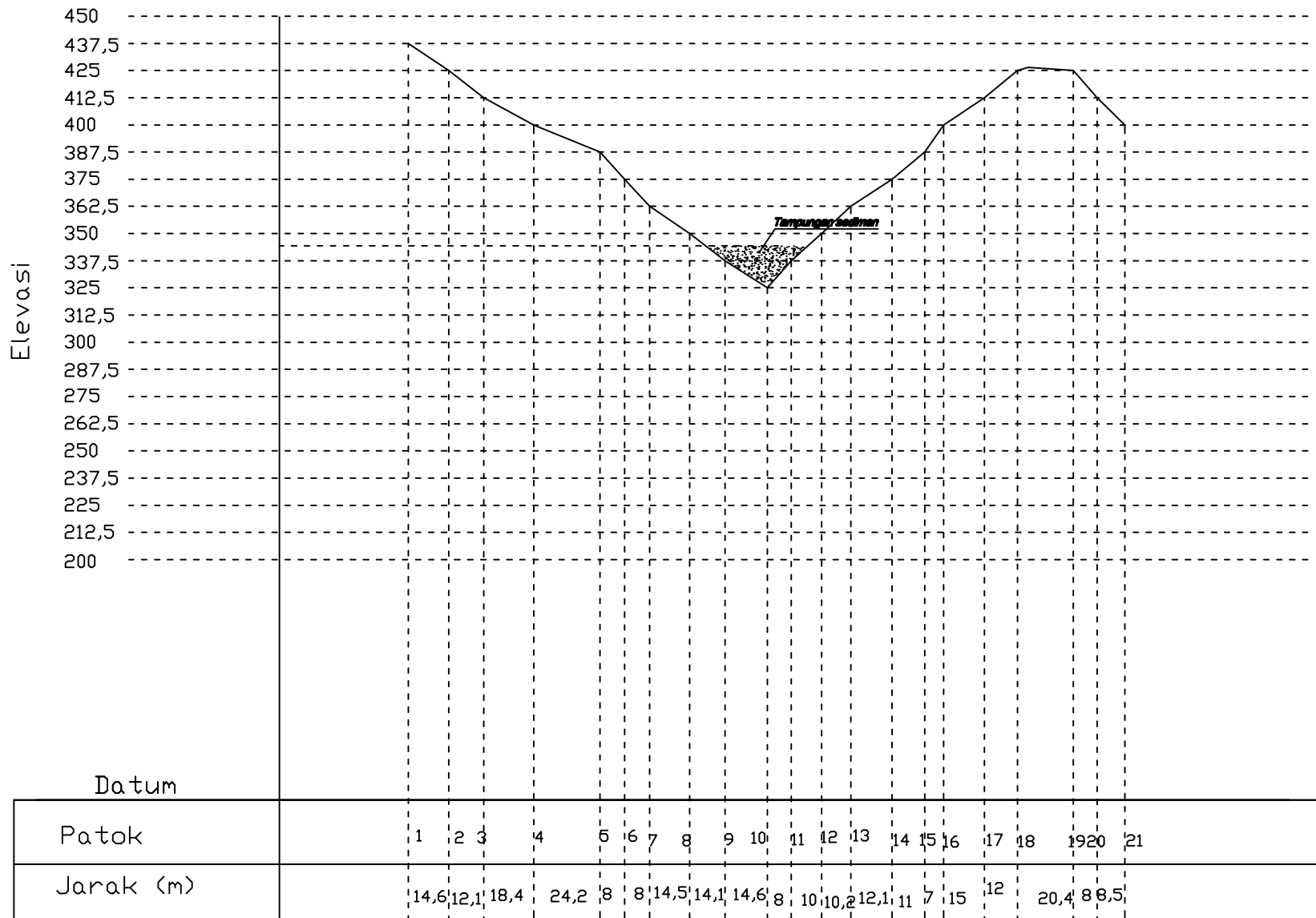
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. P



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

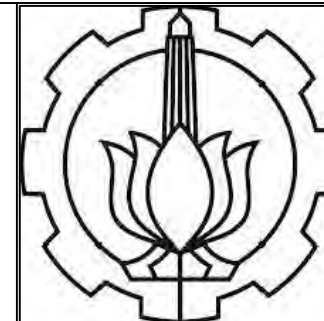
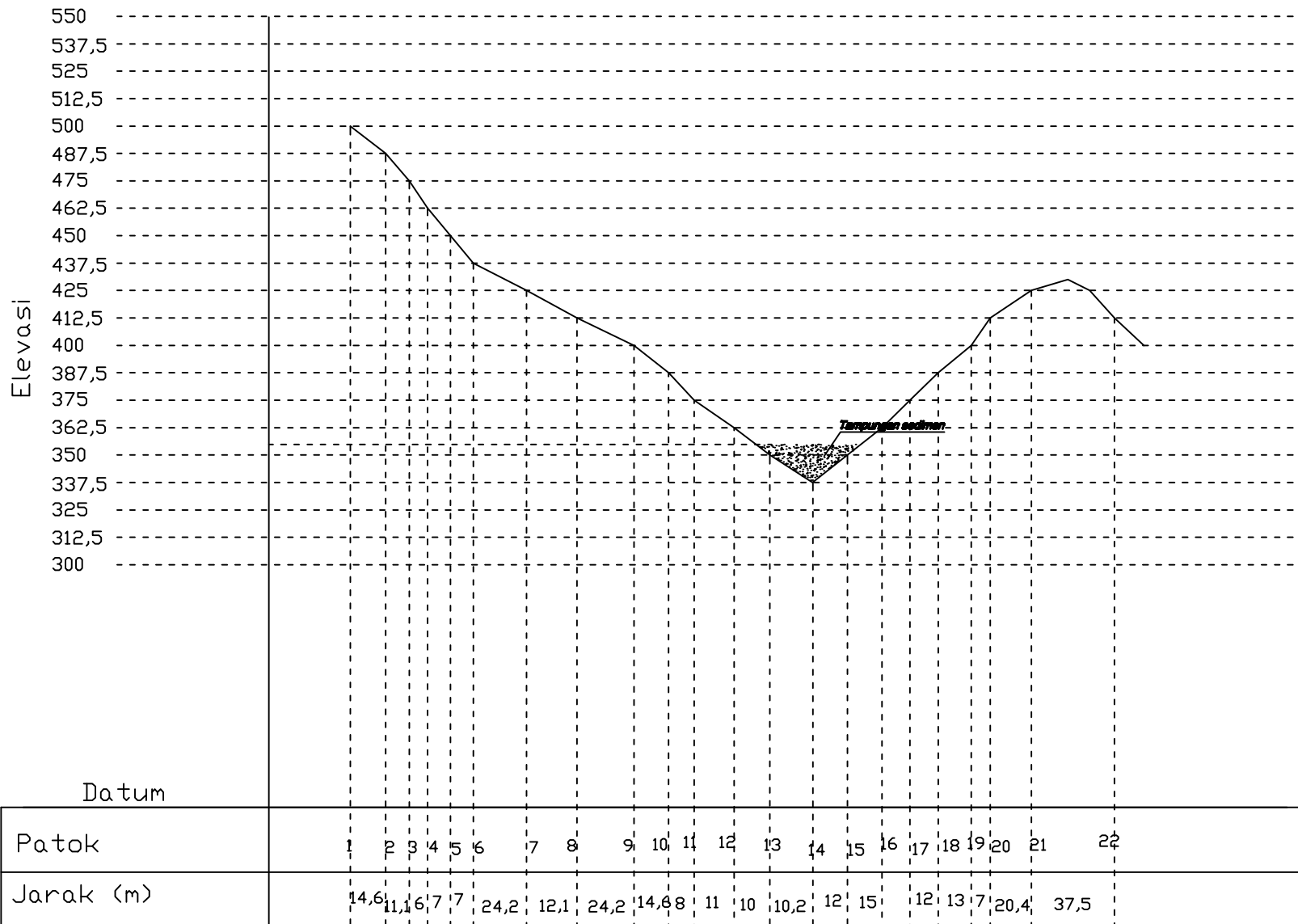
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. Q



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

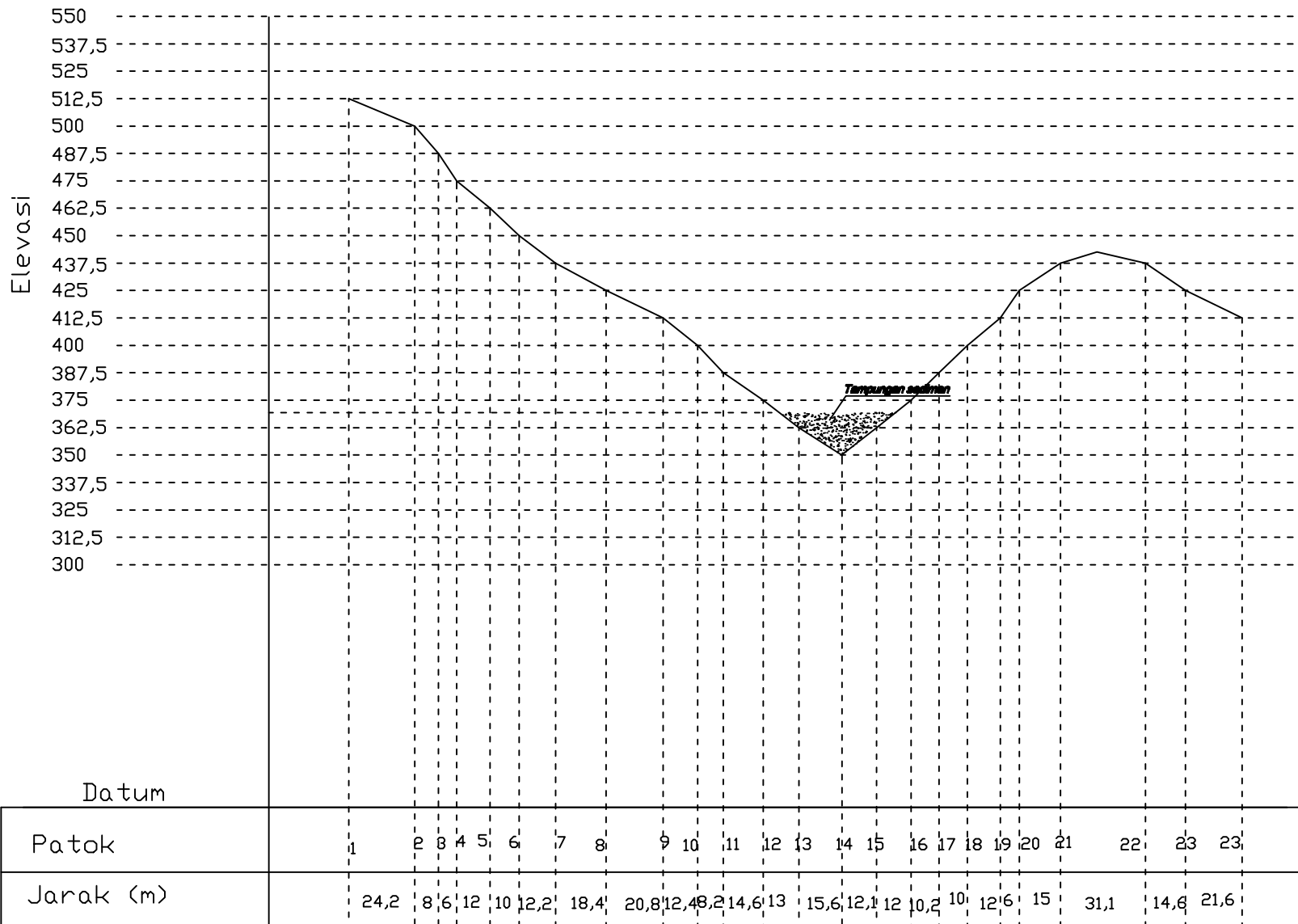
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. R



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

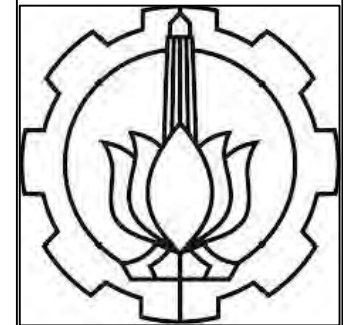
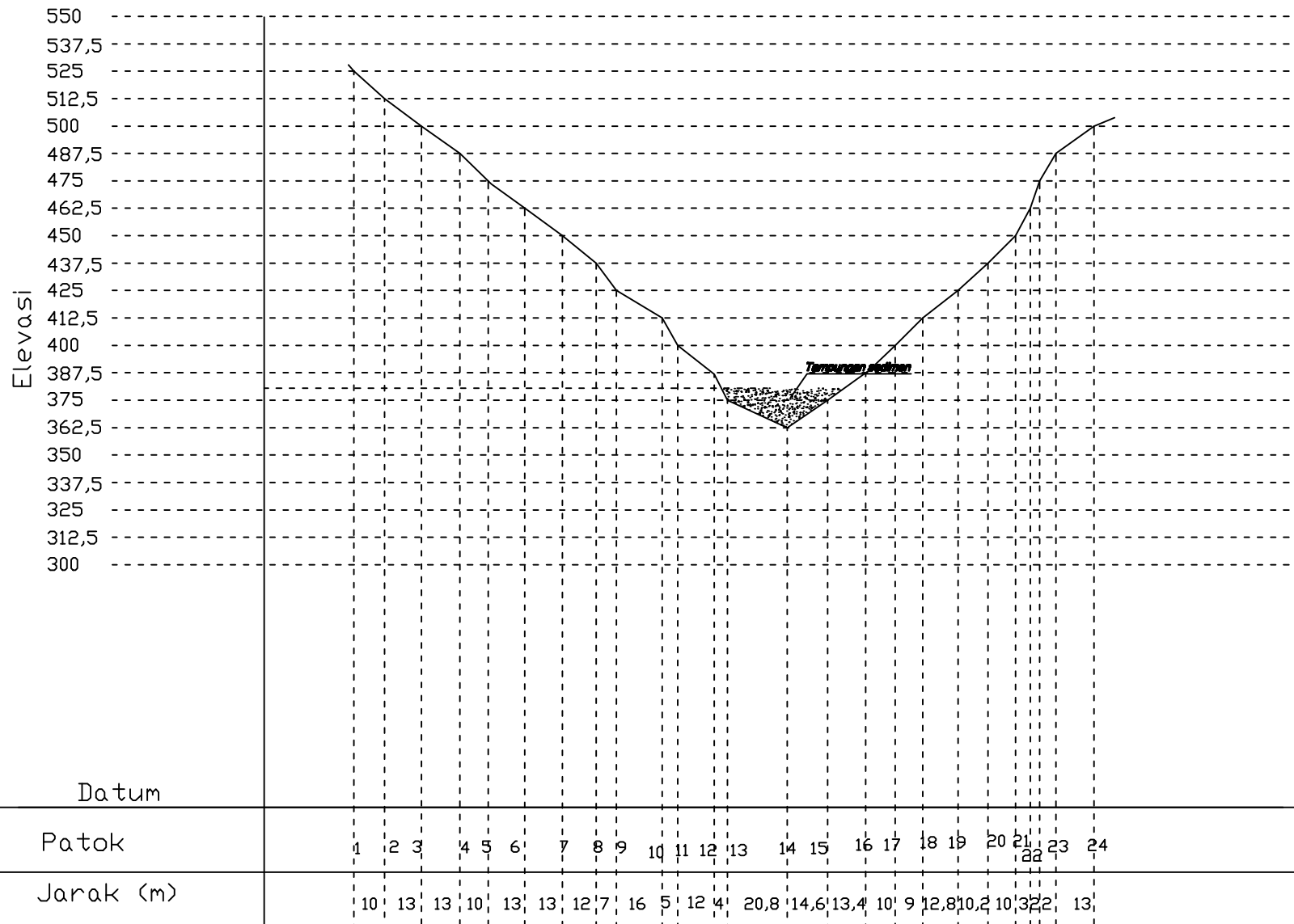
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. S



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

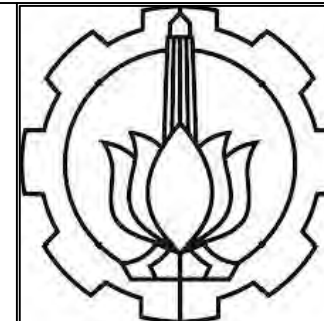
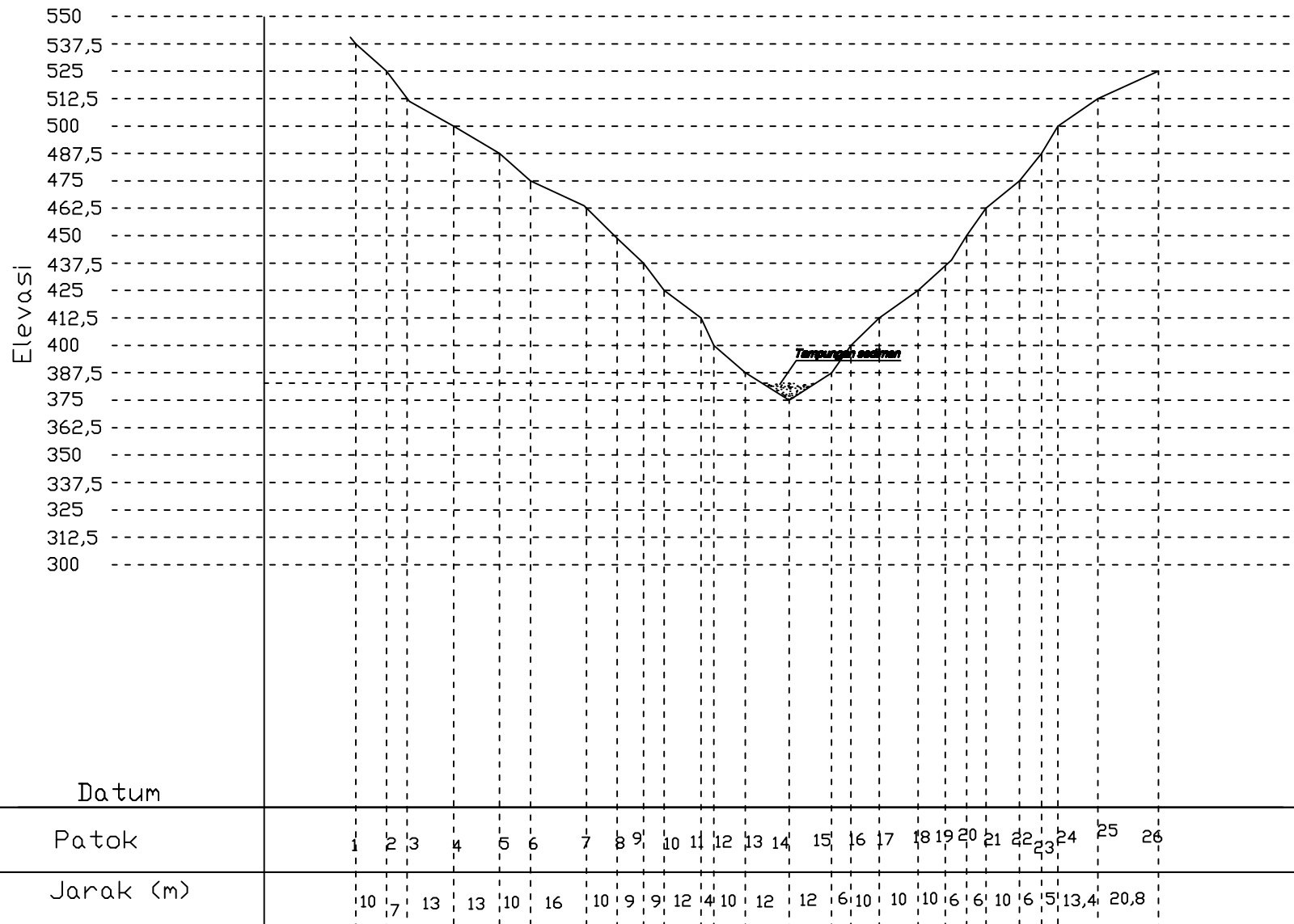
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. T



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

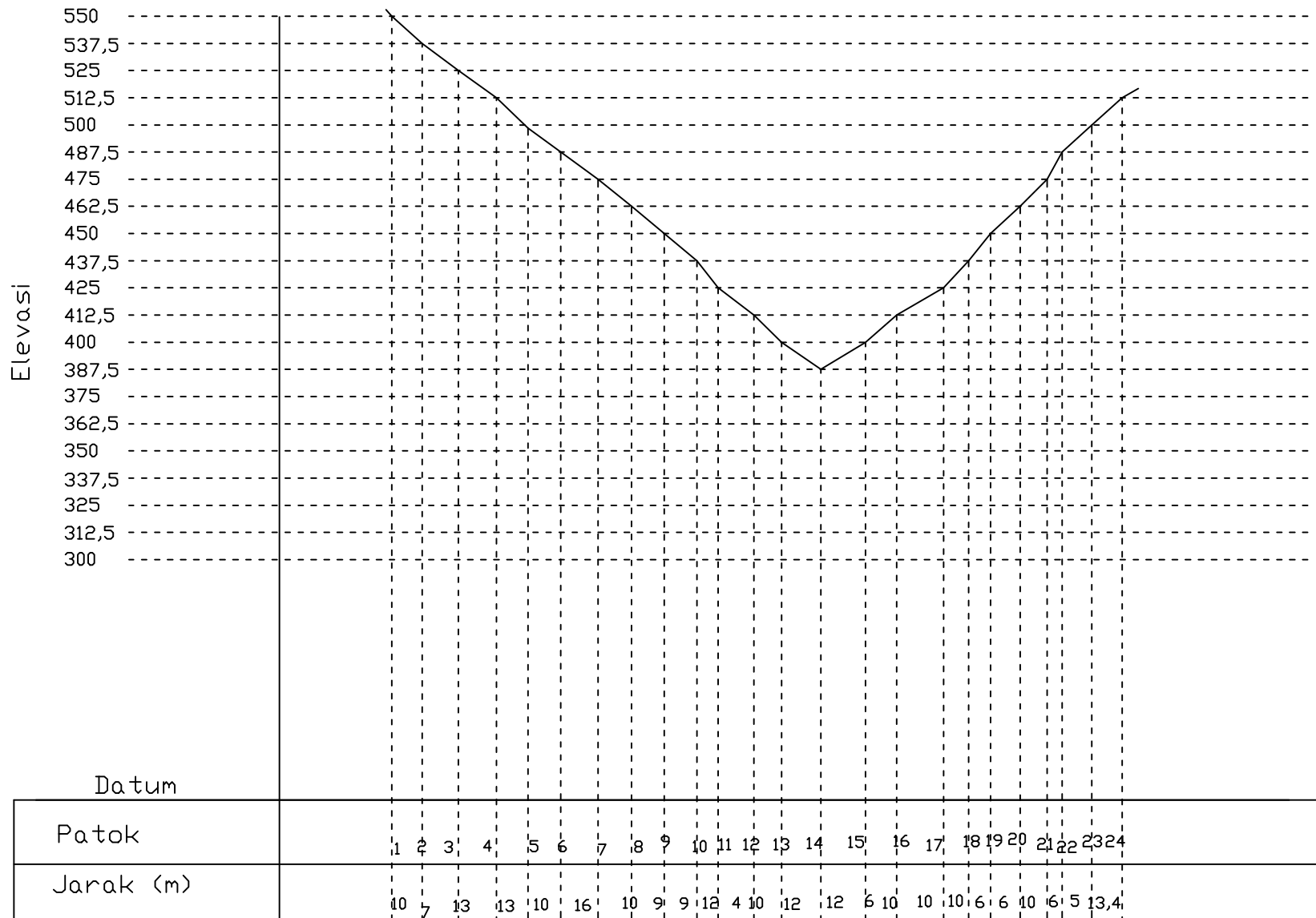
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. U



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. V



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

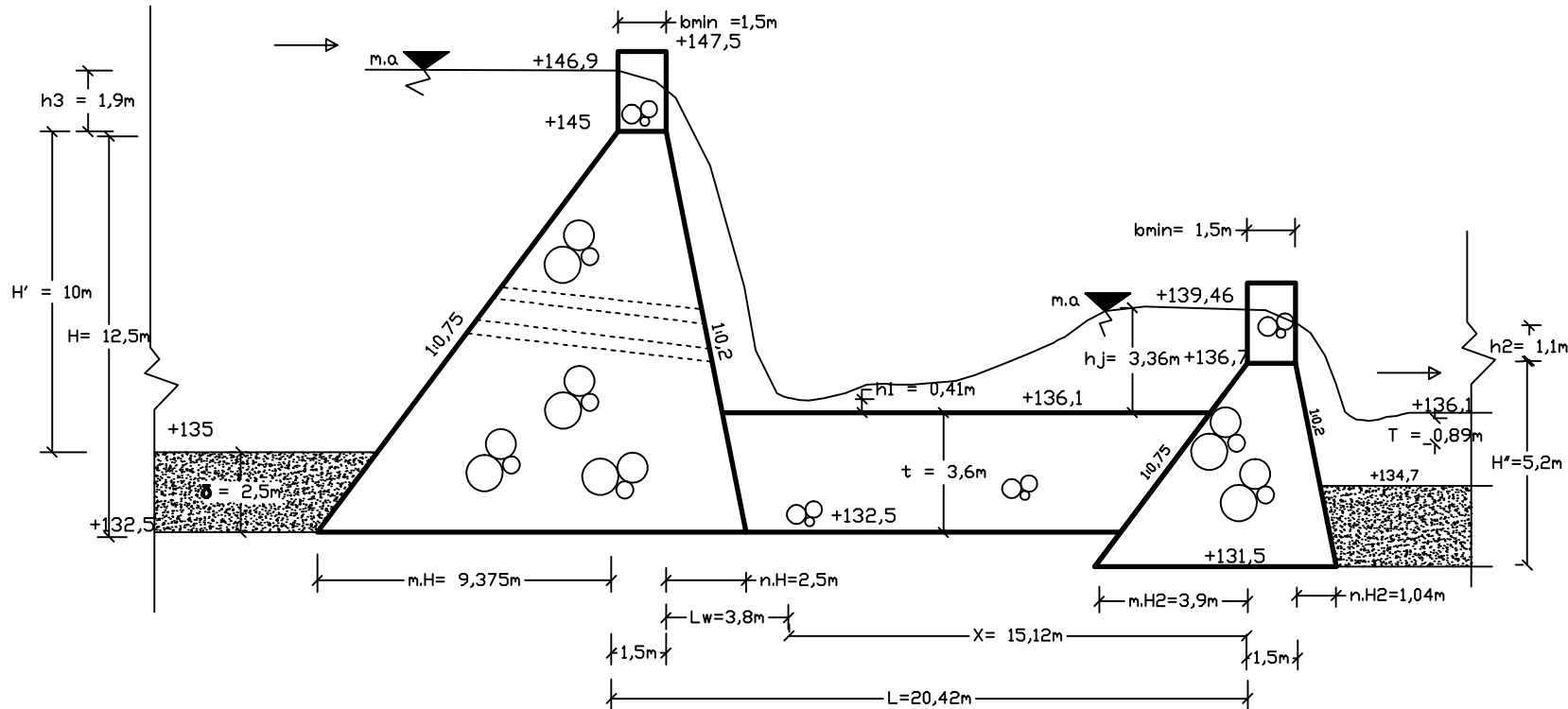
RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

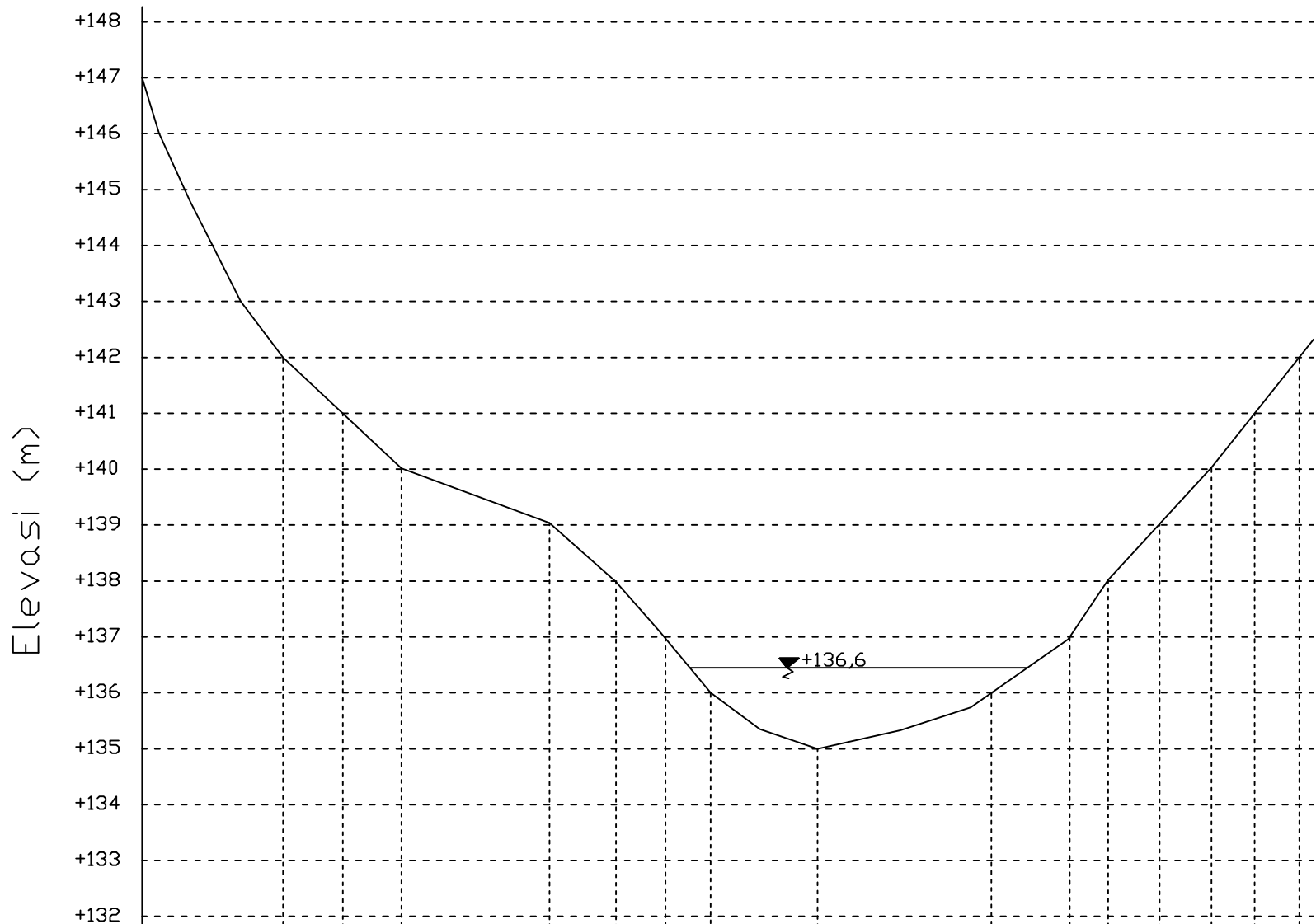
1 : 200

JUDUL GAMBAR

Dimensi Check Dam







Datum																
Jarak antar titik (m)	2,1	2,1	6,2	2,3	1,6	1,1	5,5	0	8,6		2,7	1,5	1,7	1,8	1,4	1,5
Jarak kumulatif(m)	20,9	18,8	16,7	10,5	8,2	6,6	5,5	0	8,6		11,3	12,8	14,5	16,3	17,7	19,2
Titik	G2	F2	E2	D2	C2	B2	A2	0		A	B	C	D	E	F	G



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

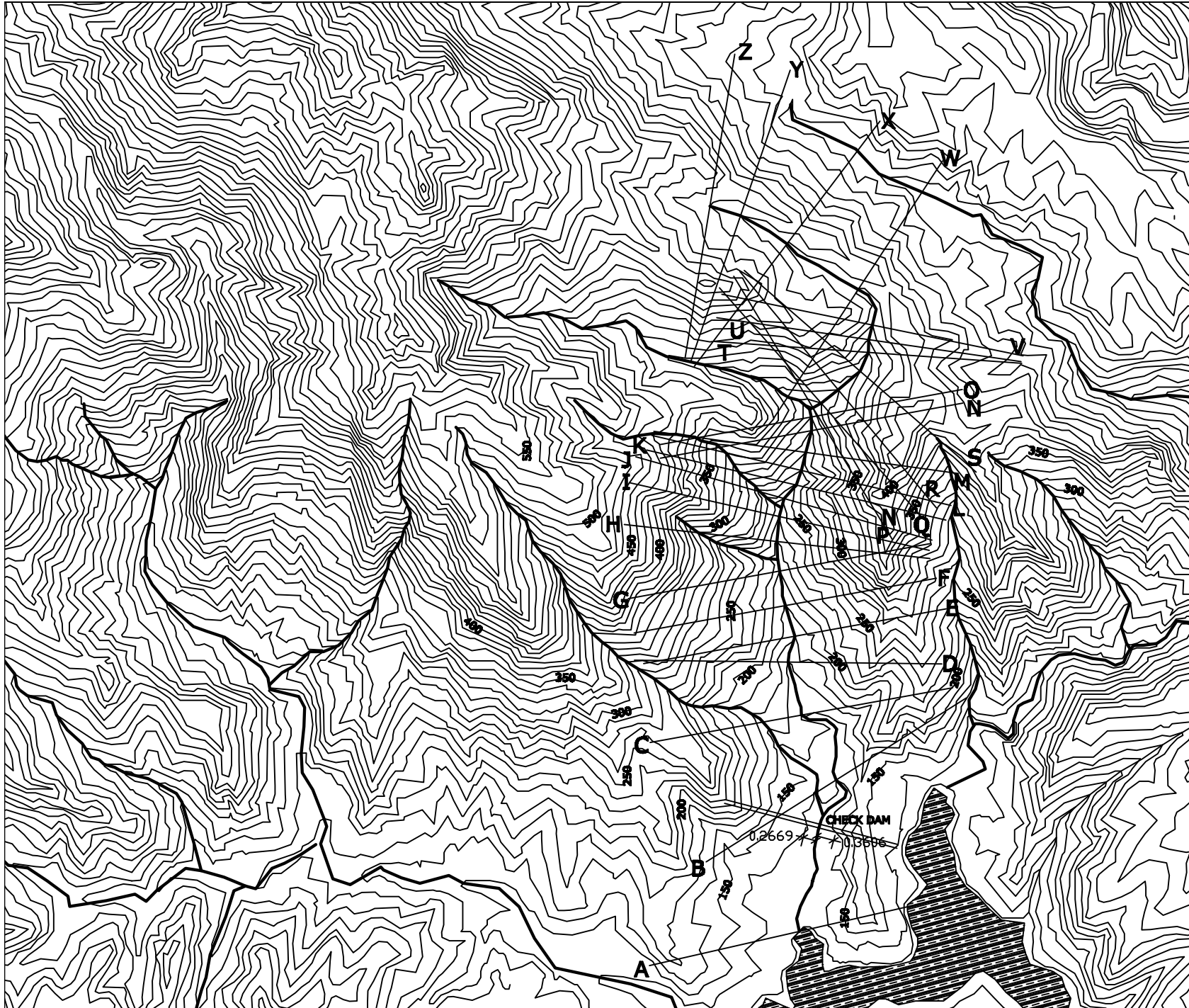
1 : 100

SKALA HORIZONTAL

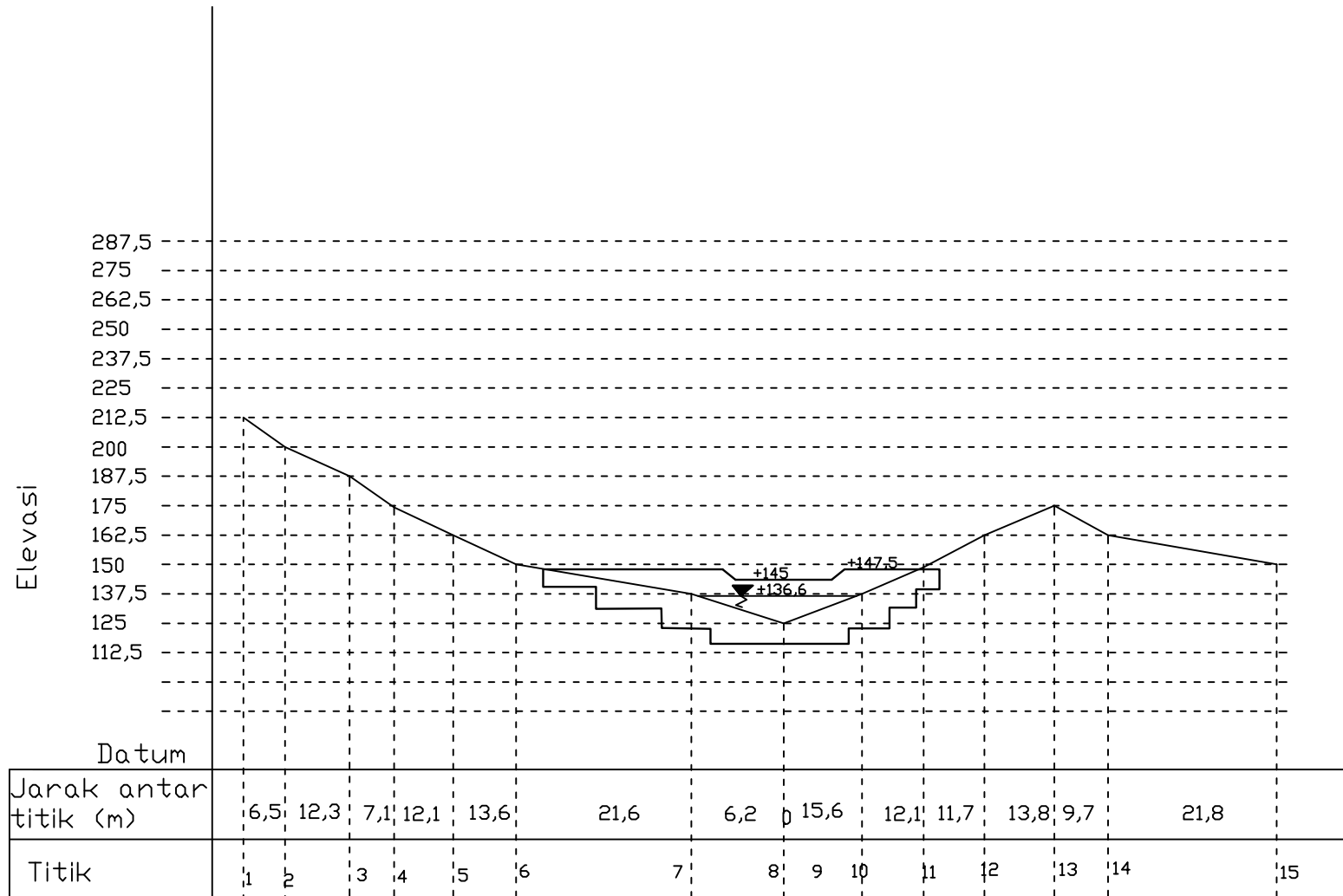
1 : 2.000

JUDUL GAMBAR

TINGGI AIR PADA  
PERHITUNGAN  
RATING CURVE  
TEPAT DI MAIN DAM



	
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	
DIGAMBAR	
RANGGA WISHNUMURTI 3110 030 082 INDI DWI ASMORO 3110 030 065	
SKALA	
1 : 25.000	
INTERVAL KONTUR	
12,5 METER	
JUDUL GAMBAR	
CROSS SECTION SUNGAI	



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

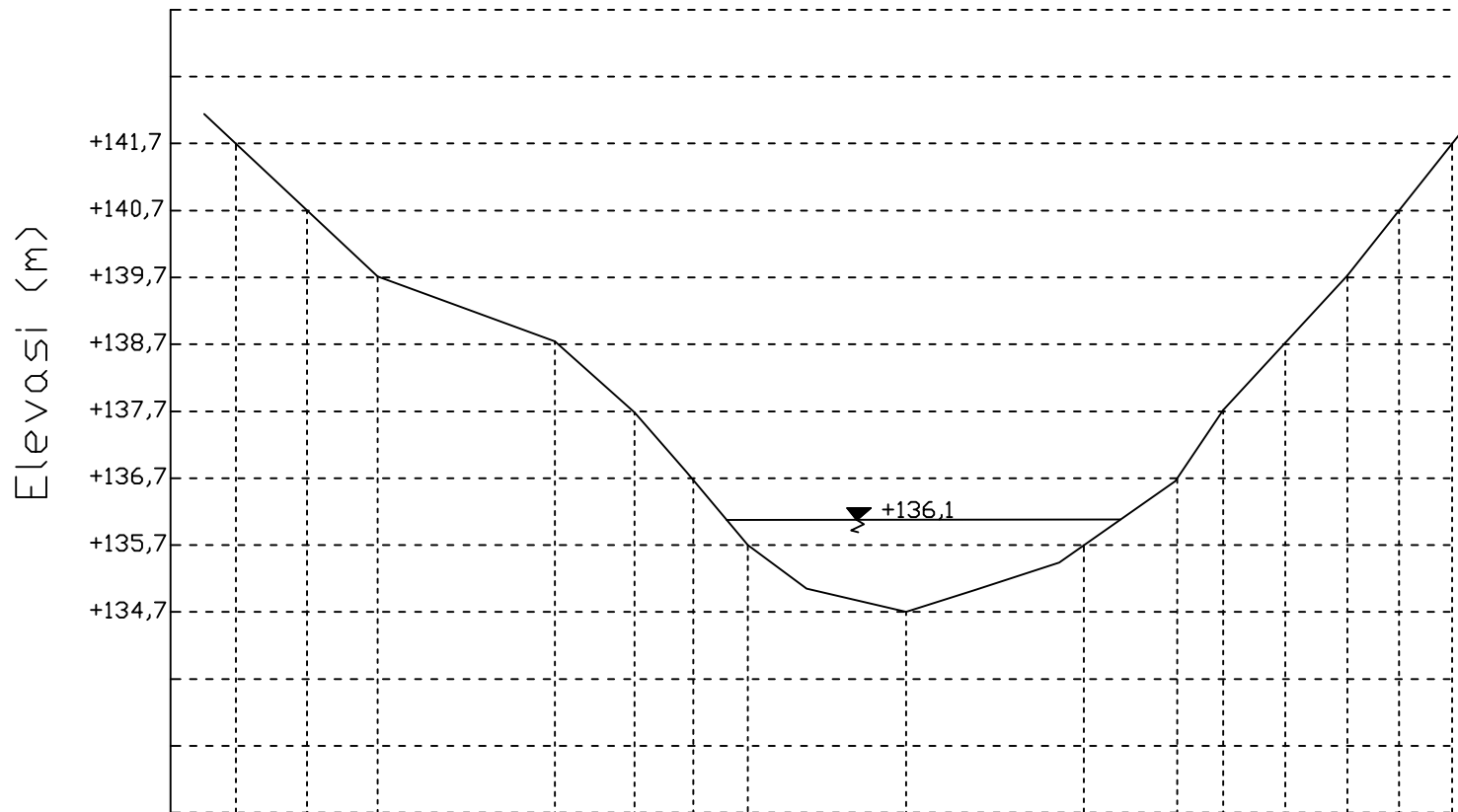
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

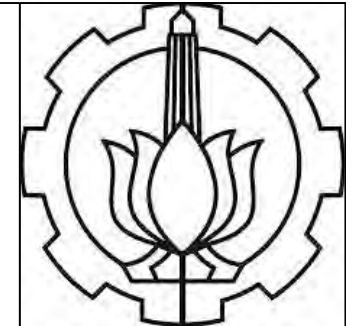
1 : 5.000

JUDUL GAMBAR

TINGGI AIR PADA  
PERHITUNGAN  
RATING CURVE  
TEPAT DI MAIN DAM



Datum																
Jarak antar titik (m)	1,2	2,1	5,2	2,3	1,6	1,2	6,8	0	7,3	2,4	1,3	1,8	1,8	1,4	1,6	
Jarak kumulatif(m)	20,4	19,2	17,9	11,9	9,6	8	6,8	0	7,3	9,7	11	12,8	14,6	16	17,6	
Titik	G2	F2	E2	D2	C2	B2	A2	0	A	B	C	D	E	F	G	



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

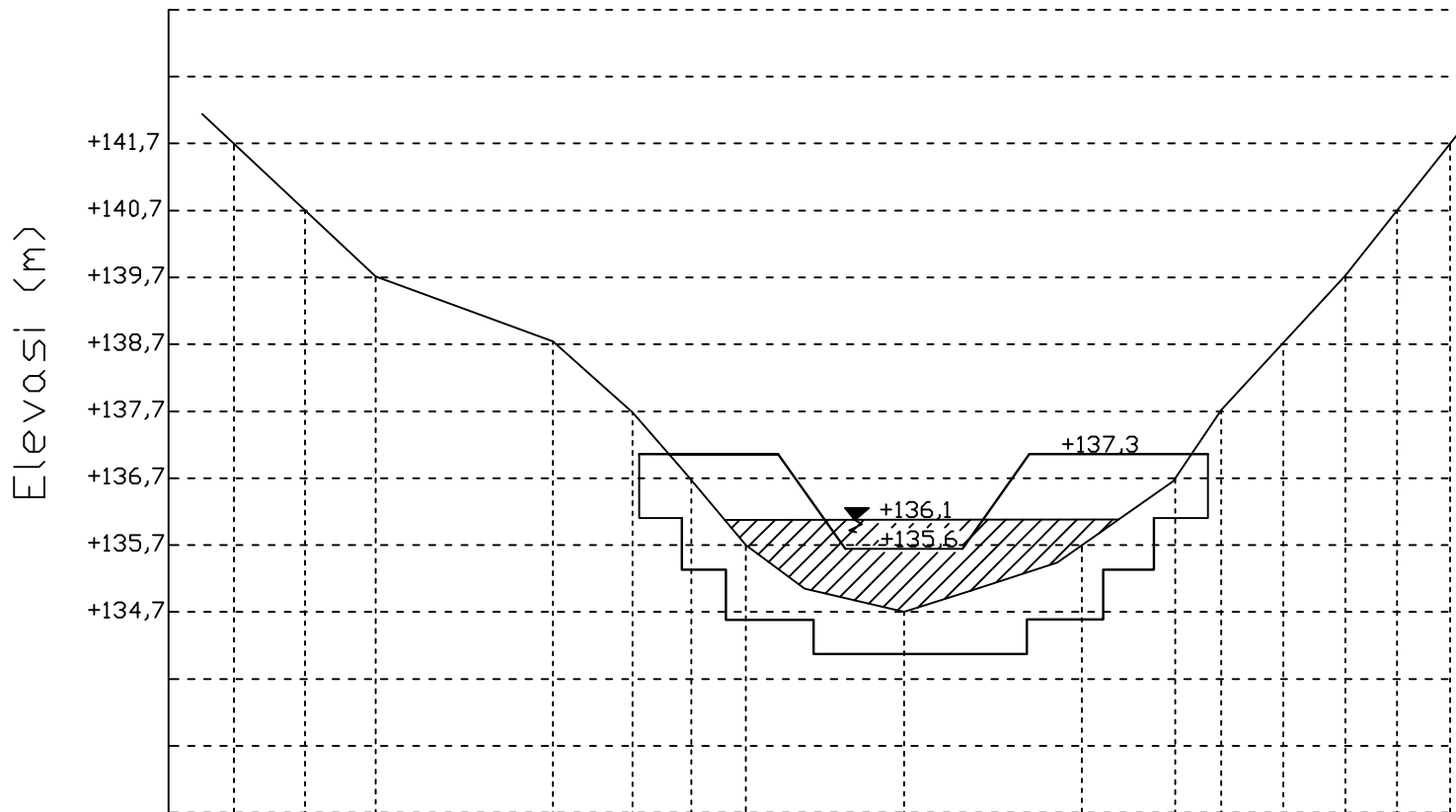
1 : 100

SKALA HORIZONTAL

1 : 2.000

JUDUL GAMBAR

TINGGI AIR PADA  
PERHITUNGAN  
RATING CURVE  
TEPAT DI SUB DAM



Datum																
Jarak antar titik (m)	1,2	2,1	5,2	2,3	1,6	1,2	6,8	0	7,3	2,4	1,3	1,8	1,8	1,4	1,6	
Jarak kumulatif(m)	20,4	19,2	17,9	11,9	9,6	8	6,8	0	7,3	9,7	11	12,8	14,6	16	17,6	
Titik	G2	F2	E2	D2	C2	B2	A2	0	A	B	C	D	E	F	G	



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 100

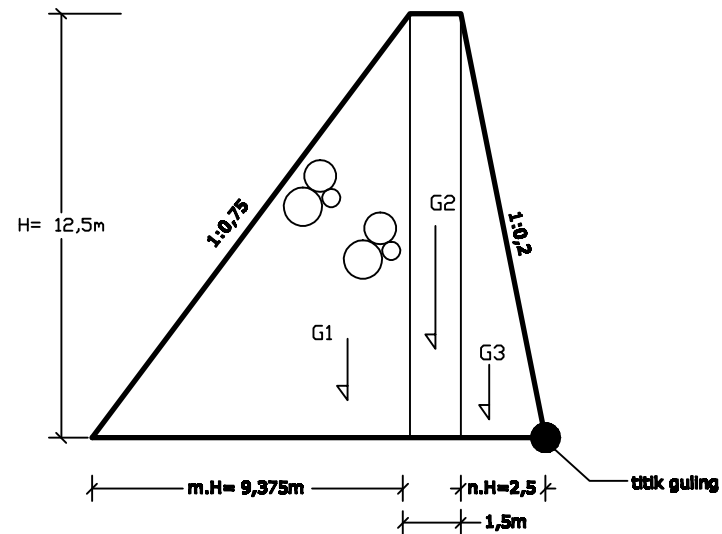
SKALA HORIZONTAL

1 : 2.000

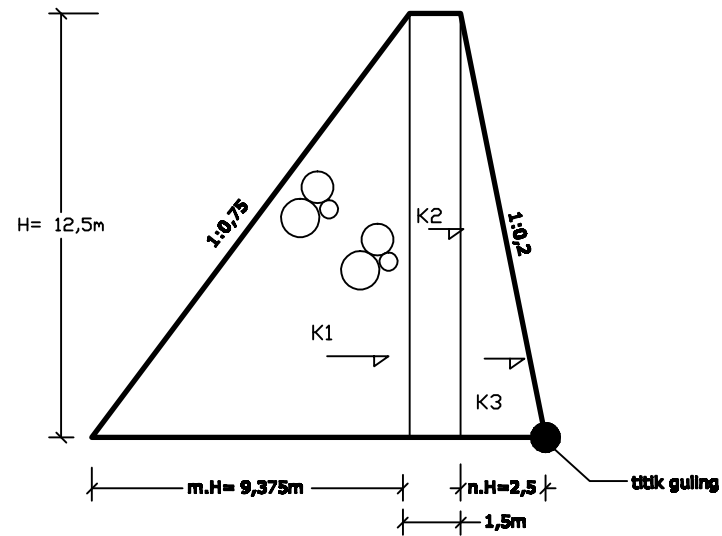
JUDUL GAMBAR

TINGGI AIR PADA  
PERHITUNGAN  
RATING CURVE  
TEPAT DI SUB DAM





**Diagram Pengaruh Gaya Berat Sendiri pada Main Dam**



**Diagram Pengaruh Gaya Gempa pada Main Dam**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

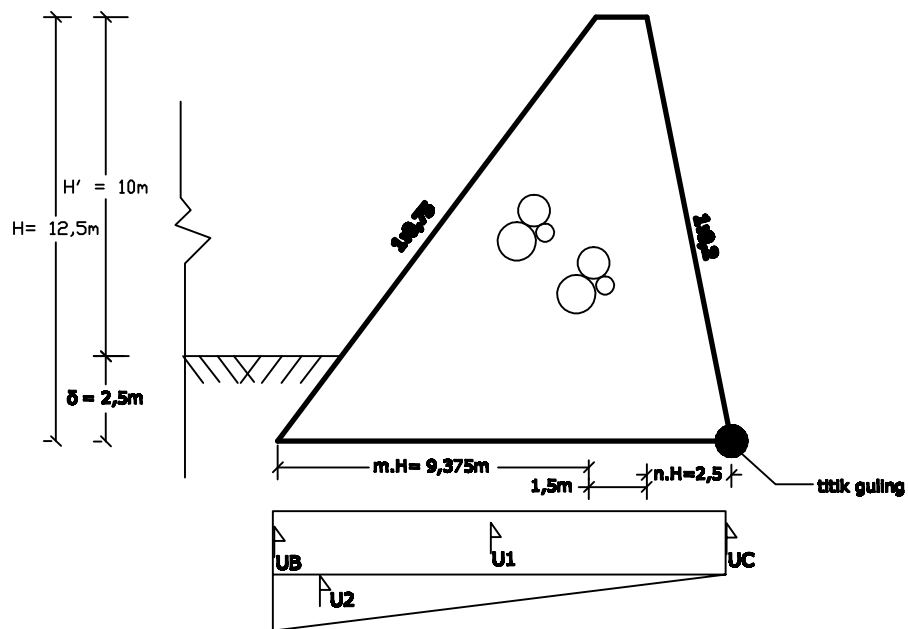
RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

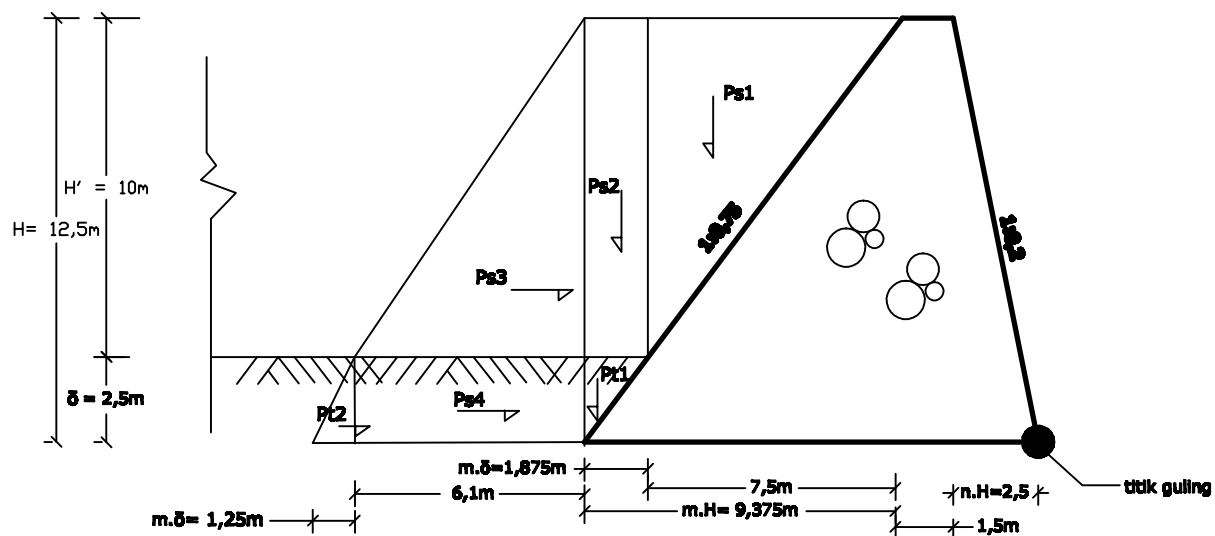
1 : 200

JUDUL GAMBAR

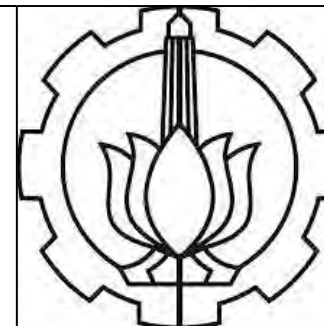
**Diagram Pengaruh Gaya  
Berat Sendiri dan Gaya  
Gempa pada Main Dam**



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Uplift pada Main Dam**



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Sedimen dan Tekanan Tanah pada Main Dam saat Muka Air Normal dan Banjir**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

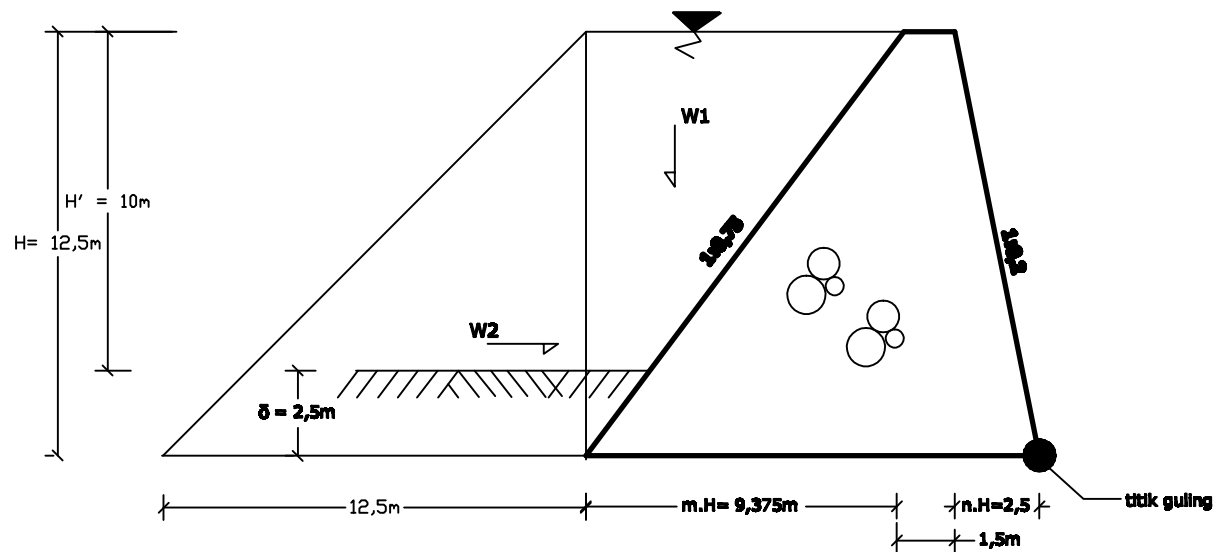
SKALA

1 : 200

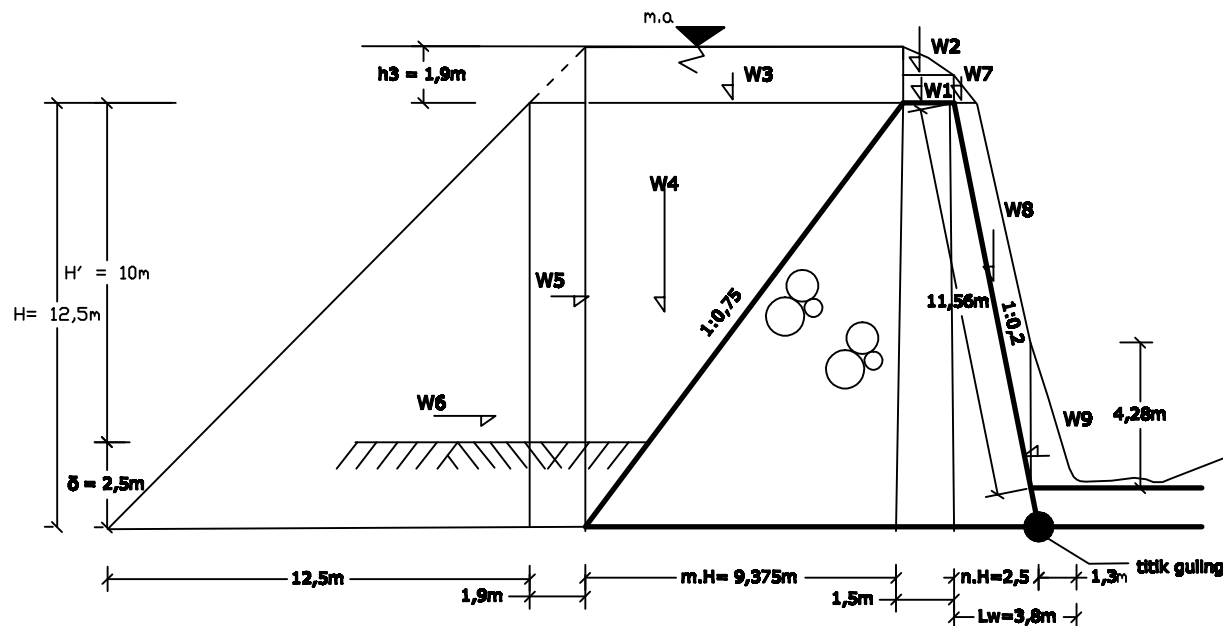
JUDUL GAMBAR

**Diagram Pengaruh Gaya  
Uplift, Tekanan Sedimen dan  
Tekanan Tanah pada Main  
Dam**

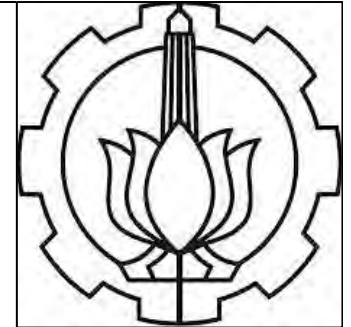




**Diagram Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik pada Main Dam saat Muka Air Normal**



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik pada Main Dam saat Muka Air Banjir**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

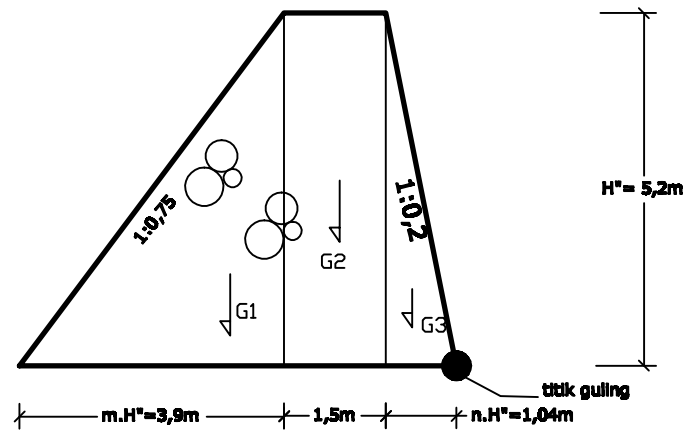
RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

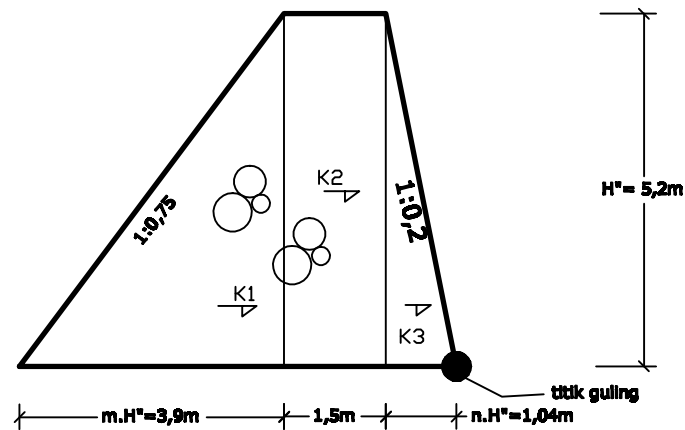
1 : 200

JUDUL GAMBAR

Diagram Pengaruh Gaya  
Hidrostatik saat Muka Air  
Normal dan saat Muka Air  
Banjir pada Main Dam



**Diagram Pengaruh Gaya Berat Sendiri pada Sub Dam**



**Diagram Pengaruh Gaya Gempa pada Sub Dam**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

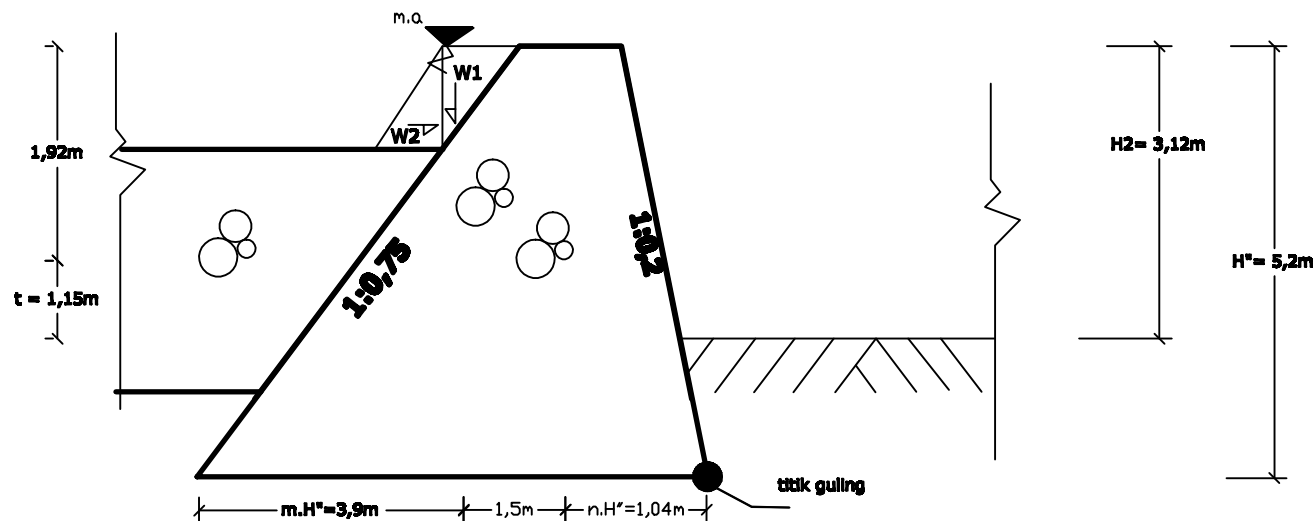
RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

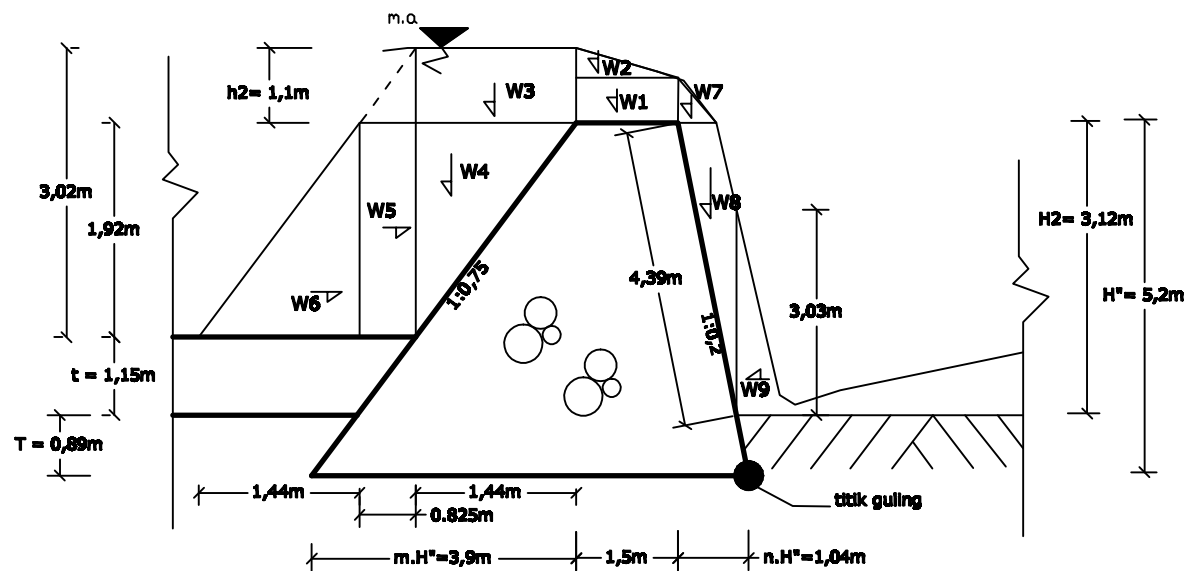
1 : 100

JUDUL GAMBAR

**Diagram Pengaruh Gaya  
Berat Sendiri dan Gaya  
Gempa pada Sub Dam**



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik pada Sub Dam saat Muka Air Normal**



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik pada Sub Dam saat Muka Air Banjir**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

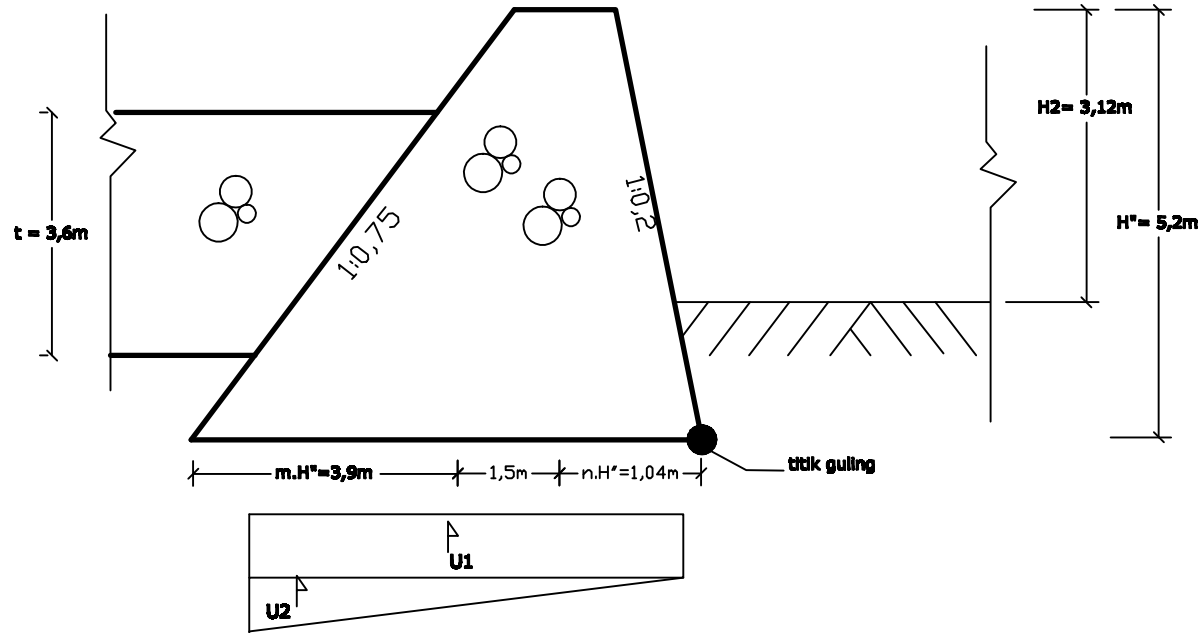
RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

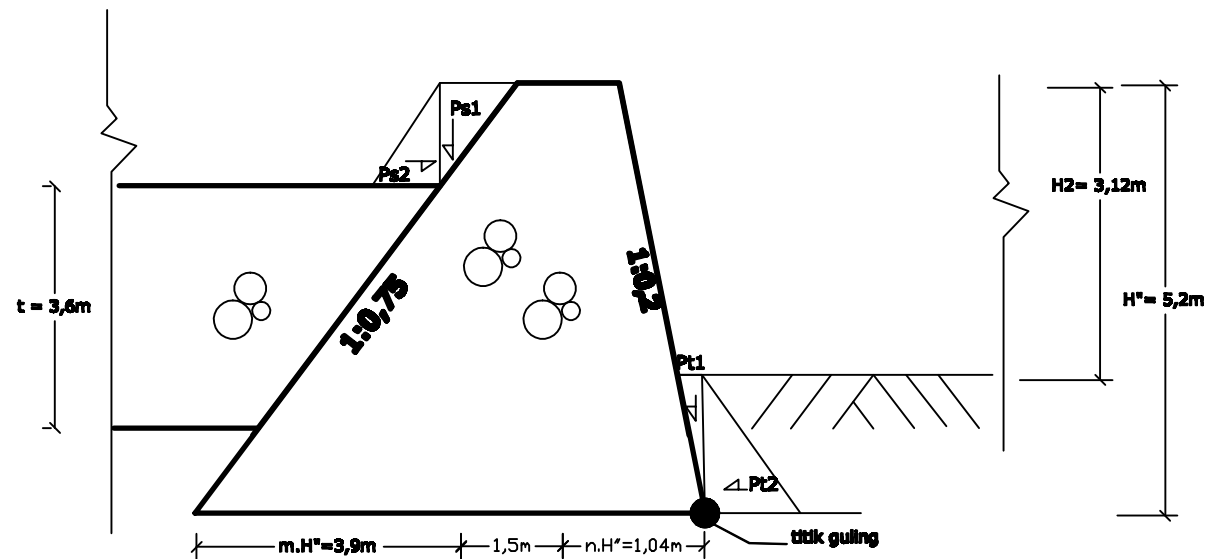
1 : 100

JUDUL GAMBAR

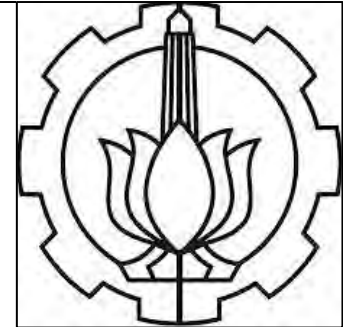
Diagram Pengaruh Gaya  
Hidrostatik saat Muka Air  
Normal dan saat Muka Air  
Banjir pada Sub Dam



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Uplift pada Sub Dam**



**Diagram Gaya Akibat Tekanan Sedimen dan Tekanan Tanah pada Sub Dam**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA

1 : 100

JUDUL GAMBAR

**Diagram Pengaruh Gaya  
Uplift, Tekanan Sedimen &  
Tekanan Tanah pada Sub  
Dam**



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082

INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

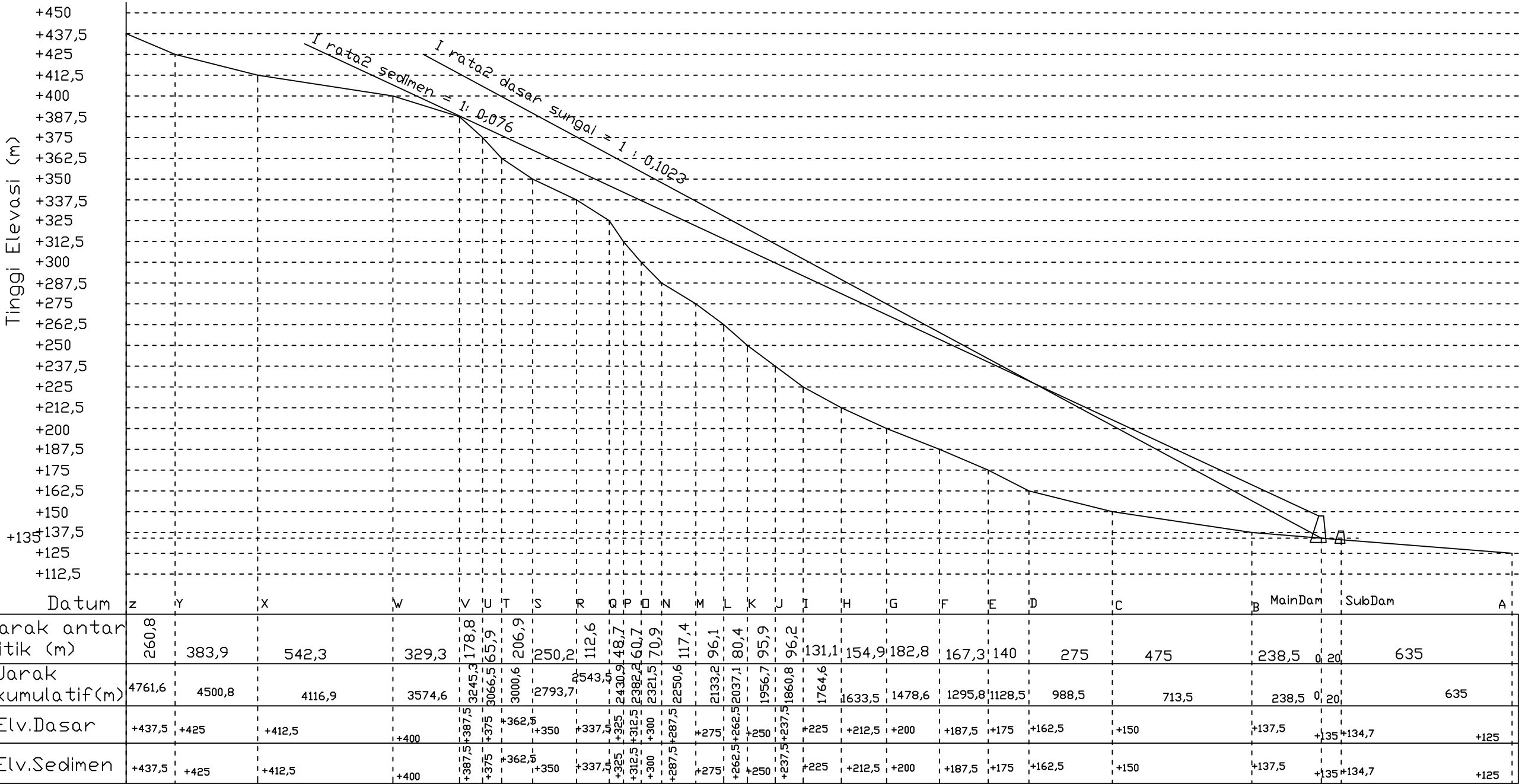
1 : 2.500

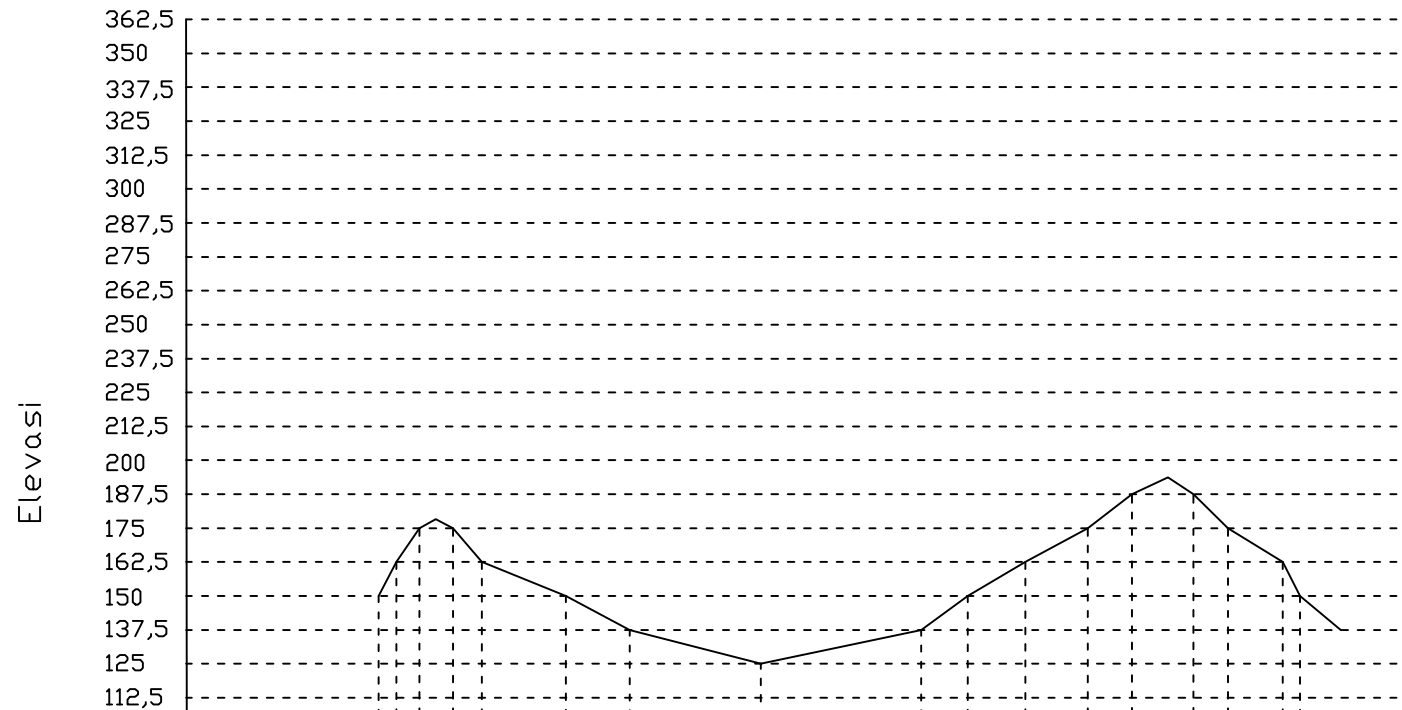
SKALA HORISONTAL

1 : 25.000

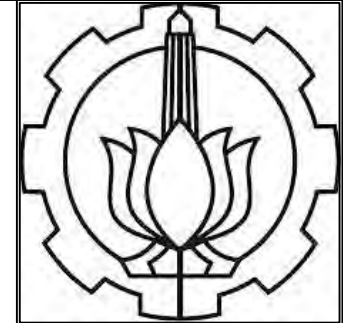
JUDUL GAMBAR

LONG SECTION





Datum																		
Patok		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Jarak (m)		46	9	8,4	24,8	18,6	35,6	46,2	13,6	17	18,4	12,8	18	10,2	16,4	15		



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

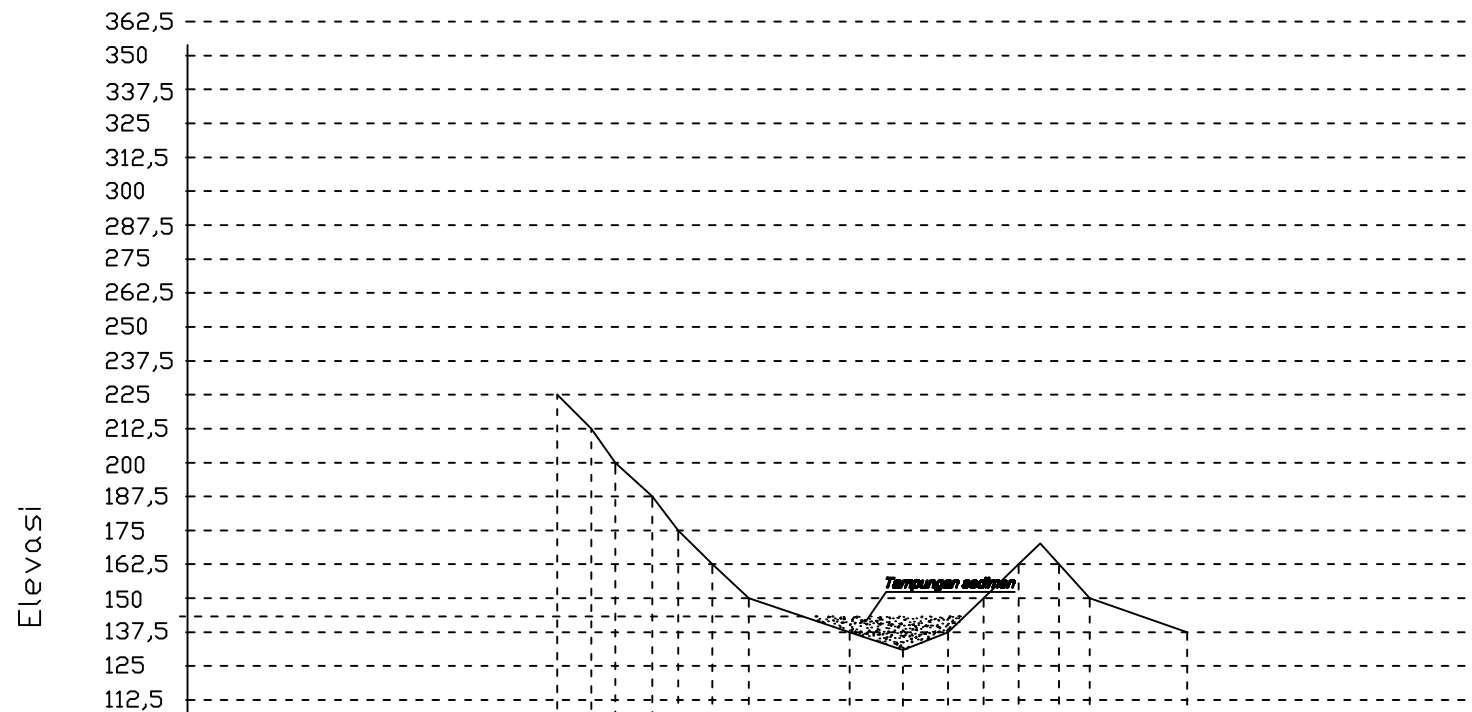
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. A



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
CHECK DAM

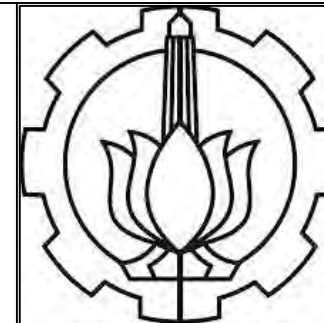
Datum	
Patok	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15
Jarak (m)	9,8 6 10,8 10 10,6 29,1 15,6 12,2 10,4 11,1 8 28,6

Elevasi

362,5  
350  
337,5  
325  
312,5  
300  
287,5  
275  
262,5  
250  
237,5  
225  
212,5  
200  
187,5  
175  
162,5  
150  
137,5  
125  
112,5

Datum

Patok	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Jarak (m)	9	12,34	34	49	46,1	68	22,6	23,8	9	8	10	8	18,6	11,4	14,6	34,8	12,8	12,2		



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082  
INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

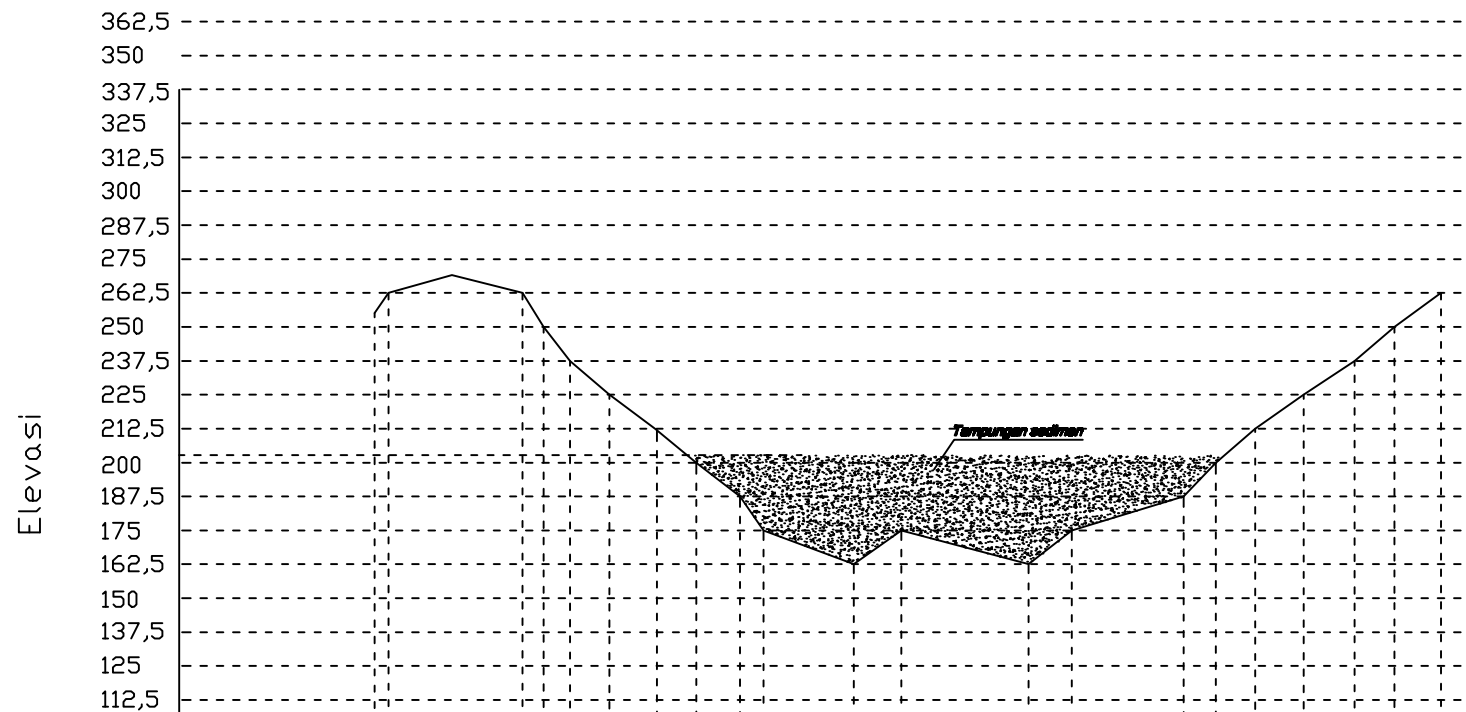
SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. B



[illegible]

INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082

INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

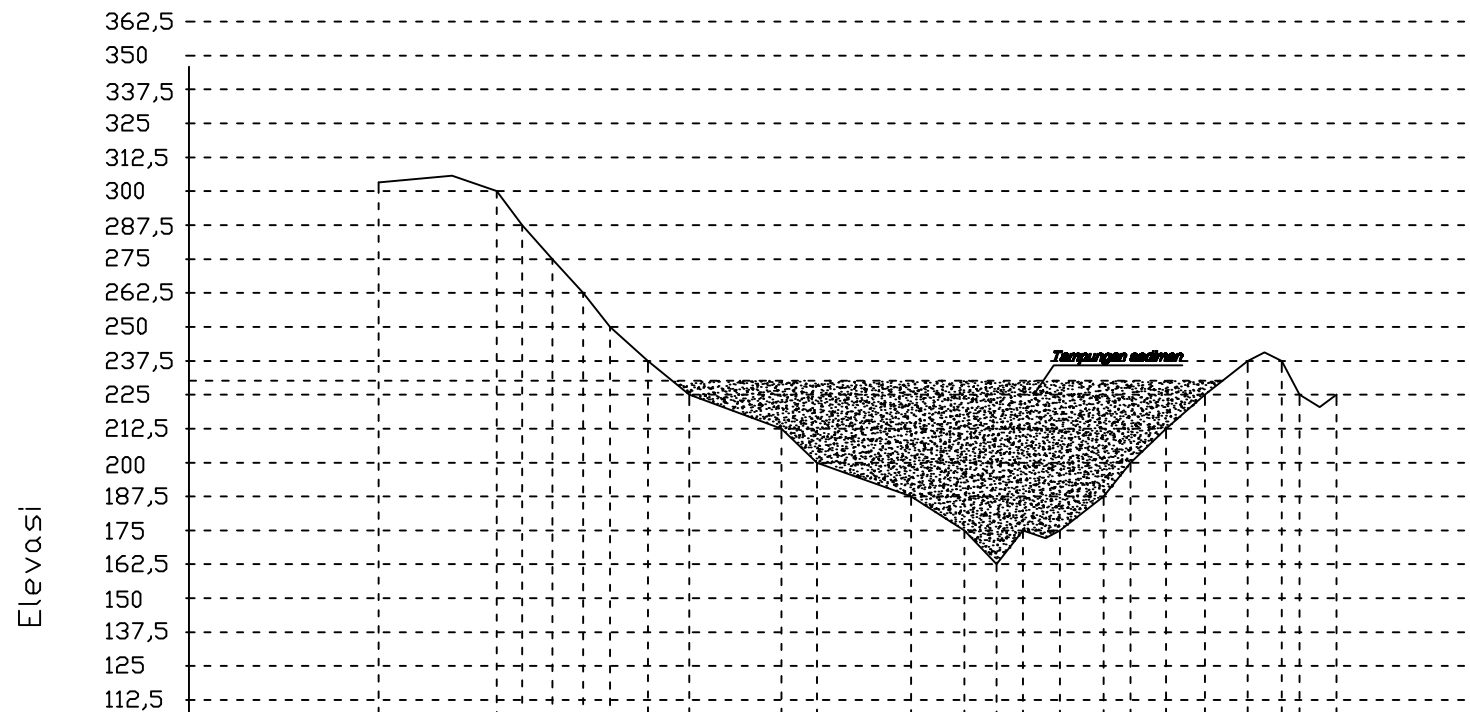
1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10.000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. C

[illegible]

INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

DIGAMBAR

RANGGA WISHNUMURTI  
3110 030 082

INDI DWI ASMORO  
3110 030 065

SKALA VERTIKAL

1 : 2.500

SKALA HORIZONTAL

1 : 10,000

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION  
POT. D

## BIODATA PENULIS



Penulis bernama Indi Dwi Asmoro, dilahirkan di Sidoarjo, 10 April 1992, Anak kedua dari tiga bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh antara lain: TK Muslimat pada tahun 1997, SDN Waru-02 pada tahun 1998, SMP Muhammadiyah 3 Waru Sidoarjo pada tahun 2004, SMA ITP Surabaya pada tahun 2007. Melanjutkan kuliah di Diploma Teknik Sipil ITS pada tahun 2010 dengan mengambil konsentrasi bangunan air dengan NRP 3110030065. Selama masa kuliah penulis mengikuti banyak seminar keilmiah di bidang teknik sipil.

## BIODATA PENULIS



Penulis Bernama Rangga Wishnumurti, dilahirkan di Kediri tanggal 9 Maret 1990, anak pertama dari tiga bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh adalah: TK Melati pada tahun 1996, SDN Jabaran 01 pada tahun 1997, SMPN 01 Gampengrejo pada tahun 2004, SMAN 01 Papar pada tahun 2007. Melanjutkan ke perguruan tinggi di Diploma Teknik Sipil ITS pada tahun 2010 dengan mengambil konsentrasi program studi bangunan air. Selama masa kuliah penulis bergabung pada organisasi internal perguruan tinggi salah satunya UKM Musik ITS dan menjabat sebagai kepala divisi player selama dua kali periode pada tahun 2011 sampai 2012 serta mengikuti banyak seminar keilmiah dan acara di bidang teknik sipil dan perencanaan seperti TCC, BCC, Civil Expo dan lain-lain.